Ente Nazionale per l'Aviazione Civile

AEROPORTO CIVILE DI LAMEZIA TERME (CZ)

LOTTO L1 - Sviluppo aerostazione passeggeri
CUP: H84G22000030009
LOTTO L2 - Interventi per la security e la digitalizzazione
CUP: H86I22000390002
LOTTO L6 - Potenziamento delle reti di sottoservizi e impianti tecnologici
CUP: H84G22000060009

PROGETTO ESECUTIVO

LOTTO L1

POLO TECNOLOGICO – COPERTURA CAROSELLI BHS
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE

GRUPPO DI PROGETTAZIONE
Raggruppamento Temporaneo
di Professionisti

TECHNITAL

Direttore Tecnico e Responsabile integrazione prestazioni specialistiche: ing. Filippo Busola
Geologia: dott. Emanuele. Fresia
Progettazione idraulica: ing. A. Cacciatori
Project Manager: ing. Emanuela Perina
CSP: arch. Elisabeth Foroni

ETS Engineering and Technical Services S.p.A.

Direttore Tecnico: ing. Giambattista Parietti
Progettazione Specialistica Impianti:
ing. M. Bergami
ing. D. Togni
ing. E. Facchinetti

AERTEC

Direttore tecnico:
Ing. Aeronaut. Carlos Berenguer López
Responsabile sistemi di trasporto:
Ing. Pedro Tena Calderón

VALLE 3.0

Direttore tecnico: arch. E. Valle
Progettazione architettonica:
arch. Maria Camilla Valle
arch. Leonardo Giovannozzi

incide

Direttore tecnico e progettazione strutturale:
ing. Gianluca Vallerini
Coordinatore progettazione strutture:
ing. Matteo Pagnozzi

CODICE ELABORATO								REVISIONE		
Fase	Lotto	Ambito	Discip	Tipo	Num	Rev	Scala	Id.	Data	Descrizione
E	L1	03	STR	RE	01	B	--	A	FEBBRAIO 2025	Emissione
								B	MAGGIO 2025	Recepimento indicazioni Ente di Verifica
								C		
								D		
NOME FILE	AI015P-E-L1-03-STR-RE-01-B							REDAZIONE		Ing. M. Piovesan

Visto del Committente: **Società Aeroportuale Calabrese S.p.A.**

INTERVENTO FACENTE PARTE DEL	IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO:	IL POST HOLDER DI AREA:
Contratto Istituzionale di Sviluppo "CIS VOLARE"	Ing. Ferdinando Saracco	OPERATIONAL SERVICES MANAGER: Emilio Parrilla PASSENGER EXPERIENCE MANAGER: Sabrina Mileto PH PROGETTAZIONE: Ferdinando Saracco

Approvazione **ENAC**:

INDICE

1. PREMESSA 5
1.1. Descrizione della struttura 6
1.2. Elementi strutturali 6
2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO 7
3. MATERIALI 8
3.1. Cemento Armato 8
3.1.1. Classe di esposizione e copriferro minimo 8
3.1.2. Platea di fondazione e fondazioni in generale 14
3.2. Acciaio per carpenteria metallica 15
3.2.1. Classe di esecuzione per opere in carpenteria metallica 15
3.2.2. Strutture in elevazione 16
3.2.3. Elementi di collegamento 17
4. VITA NOMINALE, CLASSE D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO 18
4.1. Vita nominale di progetto 18
4.2. Classe d'uso 18
4.3. Periodo di riferimento per l'azione sismica 18
5. ANALISI DEI CARICHI 19
5.1. Pesi permanenti strutturali 19
5.2. Pesi permanenti non strutturali 19
5.3. Sovraccarichi 19
5.4. Carichi solaio di superfice 19
5.5. Azioni variabili ambientali 20
5.5.1. Azione della neve 20
5.5.2. Azione del vento 22
5.6. Azione sismica 25
5.6.1. Azione del sisma 25
5.6.2. Verifica di regolarità in pianta 27
5.6.3. Verifica di regolarità in elevazione 27
5.6.4. Classe di duttilità 28
5.6.5. Fattore di comportamento 28
5.6.6. Spettri di progetto orizzontali 29
5.7. Combinazioni delle azioni 30
6. DESCRIZIONE DEL MODELLO E IPOTESI DI CALCOLO 32
6.1. Software di calcolo 32
6.2. Interazione terreno-struttura 32
6.3. Ipotesi di calcolo 32
6.4. Geometria del modello 33
6.5. Applicazione dei carichi al modello 34
6.5.1. Carichi permanenti 34
6.5.2. Neve 35
6.5.3. Vento 36
6.5.4. Sisma 39
6.6. Tipo di analisi effettuate 40
6.6.1. Statica Lineare 40
6.6.2. Frequenze naturali 41

6.6.3. Analisi spettrale ... 41
6.7. Combinazioni di carico ... 42
7. RISULTATI DELLA MODELLAZIONE ... 44
7.1. Deformazioni ... 44
7.2. Sforzi assiali ... 46
7.3. Sforzi di taglio ... 47
7.4. Momenti flettenti ... 48
7.5. Azioni in fondazione ... 49
7.6. Modi di vibrare ... 52
8. GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTAZIONE DEI RISULTATI ... 54
8.1. Sforzo normale su colonna ... 54
8.2. Taglio totale alla base ... 56
9. VERIFICA ELEMENTI STRUTTURALI ... 57
9.1. Colonne ... 57
9.1.1. Resistenza - SLU/SLV ... 57
9.1.2. Deformabilità - SLE ... 60
9.2. Arcarecci ... 62
9.2.1. Resistenza - SLU/SLV ... 62
9.2.2. Deformabilità - SLE ... 65
9.3. Travi Banchina ... 67
9.3.1. Resistenza - SLU/SLV ... 67
9.3.2. Deformabilità - SLE ... 70
9.4. Travi Principali ... 72
9.4.1. Resistenza - SLU/SLV ... 72
9.4.2. Deformabilità - SLE ... 75
9.5. Controventi Falda ... 77
9.6. Controventi Parete ... 78
9.7. Profili di baraccato ... 79
10. Verifica delle connessioni ... 81
10.1. Piastra di base ... 81
10.2. Nodo Colonna-Trave principale ... 87
10.3. Nodo Colonna-Traverso ... 91
11. Platea di fondazione ... 97

1. PREMESSA

Il seguente documento rappresenta la relazione di calcolo strutturale delle sovrastrutture e delle fondazioni relative alla fase esecutiva di progettazione presso l'aeroporto internazionale di Lamezia Terme (Intervento **L1** "Sviluppo aerostazione passeggeri", intervento **L2** "Interventi per la security e la digitalizzazione dell'aerostazione passeggeri" e intervento **L6** "Potenziamento reti sottoservizi e impianti tecnologici").

Le strutture oggetto di questo documento sono quelle indicate nell'ambito 3 della keymap riportata in seguito, e nello specifico riguardanti l'edificio centrale tecnologica:

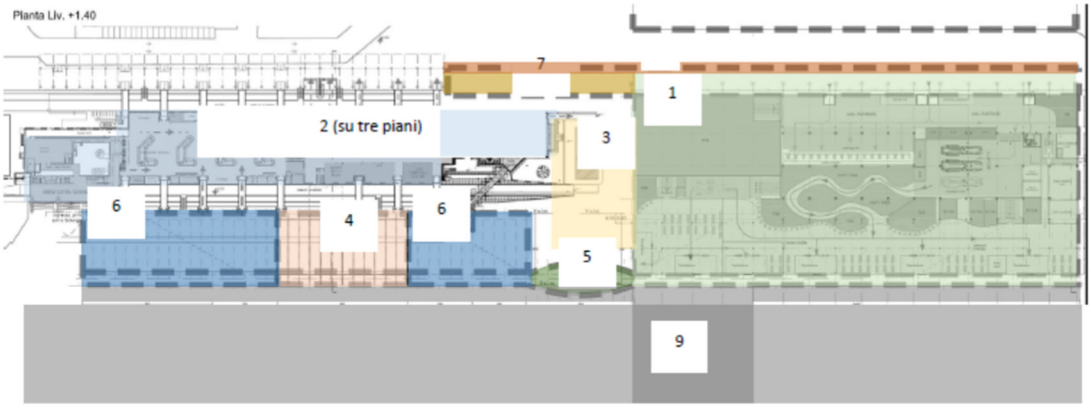


Figura 1 - Mappa ambiti WBS

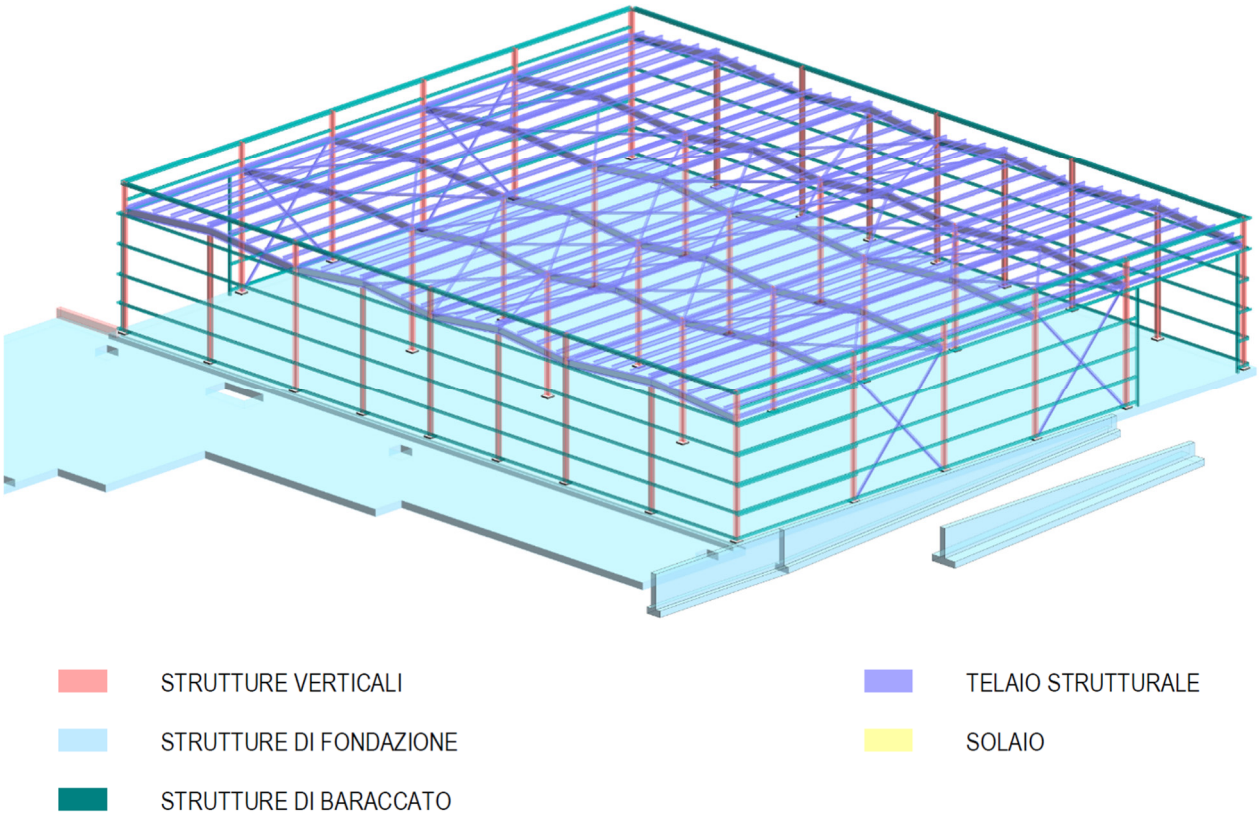
Ambito 1:	TERMINAL PARTENZE
Ambito 2:	TERMINAL ARRIVI
Ambito 3	POLO TECNOLOGICO
Ambito 4	AVANCORPO
Ambito 5	EDIFICIO CONTROLLO PISTA
Ambito 6	PENSILINA AIRSIDE
Ambito 7	PENSILINA LANDSIDE
Ambito 8	SISTEMAZIONI ESTERNE LANDSIDE
Ambito 9	SISTEMAZIONI ESTERNE AIRSIDE

1.1. Descrizione della struttura

La struttura è a pianta rettangolare 30x33x6.5m su tre navate (12.5+12.5+8m) costituite da 6 portali incastrati a interasse 6m. La stabilità fuori dal piano dei telai è garantita da controventi di parete.

Gli arcarecci sono in semplice appoggio tra un telaio e l'altro. Sono inoltre presenti dei controventi di falda. La copertura e le pareti sono realizzate in pannelli sandwich.

La fondazione sarà di tipo superficiale a platea di spessore 35 cm.



1.2. Elementi strutturali

Gli elementi strutturali principali sono i seguenti:

- Colonne in profilo HE
- Travi principali in profilo IPE
- Travi di banchina in profilo HE
- arcarecci in profilo IPE
- controventi di piano in profilo a L singolo
- controventi di parete in profilo a L accoppiato

2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Gli interventi verranno progettati nel rispetto delle più recenti normative in ambito strutturale e in accordo agli standard di progettazione antisismica vigenti. In particolare si farà riferimento alle seguenti normative di riferimento:

Codice	Titolo
DM 17/01/18	"Aggiornamento delle Norme tecniche per le Costruzioni" (NTC'18) (G.U. n. 42 del 20.02.2018)
CIRCOLARE 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP	Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018
Eurocodice 1	"Azioni sulle strutture" – EN 1991
Eurocodice 2	"Progettazione delle strutture di calcestruzzo" – EN 1992
Eurocodice 3	"Progettazione delle strutture in acciaio" – EN 1993
Eurocodice 5	"Progettazione delle strutture in legno" – EN 1995
Eurocodice 7	"Progettazione geotecnica" – EN 1997
Eurocodice 8	"Progettazione delle strutture per la resistenza sismica" EN 1998
CNR-DT 206 R1/2018	"Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo delle Strutture in Legno"
CNR-DT 207/2018	"Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni"

3. MATERIALI

Si riportano di seguito le caratteristiche dei principali materiali utilizzati nelle verifiche degli elementi strutturali.

3.1. Cemento Armato

3.1.1. Classe di esposizione e copriferro minimo

In accordo con la normativa vigente viene definito il valore di copriferro e classe di esposizione delle opere in calcestruzzo presenti all'interno del progetto.

Si riporta in seguito un estratto della normativa che definisce i valori minimi di copriferro in base alla classe di esposizione dell'elemento considerato (necessario aumentare 2 classi se vita utile pari a 100 anni):

- **CLASSI PER CORROSIONE DOVUTA A CARBONATAZIONE**

Denominazione della classe	Descrizione dell'ambiente	Esempi informativi di situazioni a cui possono applicarsi le classi di esposizione
1 Assenza di rischio di corrosione o attacco		
X0	Per calcestruzzo privo di armatura o inserti metallici: tutte le esposizioni eccetto dove c'è gelo/disgelo, abrasione o attacco chimico. Per calcestruzzo con armatura o inserti metallici: molto asciutto.	Calcestruzzo all'interno di edifici con umidità dell'aria molto bassa
2 Corrosione indotta da carbonatazione		
Nel caso in cui il calcestruzzo contenente armature o inserti metallici sia esposto all'aria e all'umidità, l'esposizione sarà classificata nel modo seguente: Nota Le condizioni di umidità si riferiscono a quelle presenti nel copriferro o nel ricoprimento di inserti metallici, ma in molti casi si può considerare che tali condizioni riflettano quelle dell'ambiente circostante. In questi casi la classificazione dell'ambiente circostante può essere adeguata. Questo può non essere il caso se c'è una barriera fra il calcestruzzo e il suo ambiente.		
XC1	Asciutto o permanentemente bagnato	Calcestruzzo all'interno di edifici con bassa umidità relativa Calcestruzzo costantemente immerso in acqua
XC2	Bagnato, raramente asciutto	Superfici di calcestruzzo a contatto con acqua per lungo tempo Molte fondazioni
XC3	Umidità moderata	Calcestruzzo all'interno di edifici con umidità relativa dell'aria moderata oppure elevata Calcestruzzo esposto all'esterno protetto dalla pioggia
XC4	Ciclicamente bagnato ed asciutto	Superfici di calcestruzzo soggette al contatto con acqua, non nella classe di esposizione XC2

Descrizione classi di esposizione XC – estratto UNI EN 206-1

Di seguito si riportano le classi di riferimento per gli elementi indicati (in riferimento alla tipologia di classe di esposizione XC):

Elemento	Classe di esposizione XC
Pali di fondazione	XC2
Fondazioni superficiali	XC2
Strutture in elevazione	XC4

- **CLASSI PER CORROSIONE DOVUTA A PRESENZA DI CLORURI**

3 Corrosione indotta da cloruri esclusi quelli provenienti dall'acqua di mare		
Qualora il calcestruzzo contenente armature o altri inserti metallici sia soggetto al contatto con acqua contenente cloruri, inclusi i sali antigelo, con origine diversa dall'acqua di mare, l'esposizione sarà classificata come segue: Nota In riferimento alle condizioni di umidità vedere anche sezione 2 del presente prospetto.		
XD1	Umidità moderata	Superfici di calcestruzzo esposte a nebbia salina
XD2	Bagnato, raramente asciutto	Piscine Calcestruzzo esposto ad acque industriali contenenti cloruri
XD3	Ciclicamente bagnato ed asciutto	Parti di ponti esposte a spruzzi contenenti cloruri Pavimentazioni Pavimentazioni di parcheggi
4 Corrosione indotta da cloruri presenti nell'acqua di mare		
Qualora il calcestruzzo contenente armature o altri inserti metallici sia soggetto al contatto con cloruri presenti nell'acqua di mare oppure con aria che trasporta sali derivanti dall'acqua di mare, l'esposizione sarà classificata come segue:		
XS1	Esposto a nebbia salina ma non in contatto diretto con acqua di mare	Strutture prossime oppure sulla costa
XS2	Permanentemente sommerso	Parti di strutture marine
XS3	Zone esposte alle onde oppure alla marea	Parti di strutture marine

Descrizione classi di esposizione XD/XS – estratto UNI EN 206-1

Di seguito si riportano le classi di riferimento per gli elementi indicati (in riferimento alla tipologia di classe di esposizione XD/XS):

Elemento	Classe di esposizione XC
Pali di fondazione	XS1
Fondazioni superficiali	XS1
Strutture in elevazione	XS1

Vista la vicinanza delle strutture con la costa, si è scelto di considerare la classe XS1 in quanto le strutture (anche di fondazione) possono essere esposte alla nebbia salina.

- **CLASSI PER CORROSIONE DOVUTA A PRESENZA DI CICLO GELO/DISGELO**

Denominazione della classe	Descrizione dell'ambiente	Esempi informativi di situazioni a cui possono applicarsi le classi di esposizione
5 Attacco dei cicli gelo/disgelo con o senza sali disgelanti		
Qualora il calcestruzzo bagnato sia esposto ad un attacco significativo dovuto a cicli di gelo/disgelo, l'esposizione sarà classificata come segue:		
XF1	Moderata saturazione d'acqua, senza impiego di agente antigelo	Superfici verticali di calcestruzzo esposte alla pioggia e al gelo
XF2	Moderata saturazione d'acqua, con uso di agente antigelo	Superfici verticali di calcestruzzo di strutture stradali esposte al gelo e nebbia di agenti antigelo
XF3	Elevata saturazione d'acqua, senza agente antigelo	Superfici orizzontali di calcestruzzo esposte alla pioggia e al gelo
XF4	Elevata saturazione d'acqua, con agente antigelo oppure acqua di mare	Strade e impalcati da ponte esposti agli agenti antigelo Superfici di calcestruzzo esposte direttamente a nebbia contenente agenti antigelo e al gelo

Descrizione classi di esposizione XF – estratto UNI EN 206-1

Si è considerato di escludere tale classe in quanto il sito non appare soggetto a significativi cicli gelo/disgelo.

- **CLASSI PER CORROSIONE DOVUTA AD ATTACCO CHIMICO**

6 Attacco chimico		
Qualora il calcestruzzo sia esposto all'attacco chimico che si verifica nel terreno naturale e nell'acqua del terreno avente caratteristiche definite nel prospetto 2, l'esposizione verrà classificata come è indicato di seguito. La classificazione dell'acqua di mare dipende dalla località geografica; perciò si dovrà applicare la classificazione valida nel luogo di impiego del calcestruzzo. Nota Può essere necessario uno studio speciale per stabilire le condizioni di esposizione da applicare quando si è: - al di fuori dei limiti del prospetto 2; - in presenza di altri aggressivi chimici; - in presenza di terreni o acque inquinati da sostanze chimiche; - in presenza della combinazione di elevata velocità dell'acqua e delle sostanze chimiche del prospetto 2.		
XA1	Ambiente chimico debolmente aggressivo secondo il prospetto 2	
XA2	Ambiente chimico moderatamente aggressivo secondo il prospetto 2	
XA3	Ambiente chimico fortemente aggressivo secondo il prospetto 2	

Descrizione classi di esposizione XA – estratto UNI EN 206-1

Per determinare la presenza di tali condizioni si fa riferimento alla tabella riportata nel prospetto 2 della normativa di riferimento dove sono riportati i valori limite degli elementi chimici determinanti un ambiente aggressivo:

Gli ambienti chimicamente aggressivi classificati di seguito sono basati sul suolo naturale e per acqua nel terreno a temperature dell'acqua/terreno comprese tra 5 °C e 25 °C ed una velocità dell'acqua sufficientemente bassa da poter essere approssimata a condizioni statiche.
La condizione più gravosa per ognuna delle condizioni chimiche determina la classe di esposizione.
Se due o più caratteristiche di aggressività appartengono alla stessa classe, l'esposizione sarà classificata nella classe più elevata successiva, salvo il caso che uno studio specifico provi che ciò non è necessario.

Caratteristica chimica	Metodo di prova di riferimento	XA1	XA2	XA3
Acqua nel terreno				
SO_4^{2-} mg/l	EN 196-2	≥200 e ≤600	>600 e ≤3 000	>3 000 e ≤6 000
pH	ISO 4316	≤6,5 e ≥5,5	<5,5 e ≥4,5	<4,5 e ≥4,0
CO_2 mg/l aggressiva	prEN 13577:1999	≥15 e ≤40	>40 e ≤100	>100 fino a saturazione
NH_4^+ mg/l	ISO 7150-1 oppure ISO 7150-2	≥15 e ≤30	>30 e ≤60	>60 e ≤100
Mg^{2+} mg/l	ISO 7980	≥300 e ≤1 000	>1 000 e ≤3 000	>3 000 fino a saturazione
Terreno				
SO_4^{2-} mg/kg[a] totale	EN 196-2[b]	≥2 000 e ≤3 000[c]	>3 000[c] e ≤12 000	>12 000 e ≤24 000
Acidità ml/kg	DIN 4030-2	>200 Baumann Gully	Non incontrato in pratica	

a) I terreni argillosi con una permeabilità minore di 10^{-5} m/s possono essere classificati in una classe inferiore.
b) Il metodo di prova prescrive l'estrazione di SO_4^{2-} mediante acido cloridrico; in alternativa si può usare l'estrazione con acqua se nel luogo di impiego del calcestruzzo c'è questa pratica.
c) Il limite di 3 000 mg/kg deve essere ridotto a 2 000 mg/kg se esiste il rischio di accumulo di ioni solfato nel calcestruzzo causato da cicli di essiccamento/bagnatura oppure suzione capillare.

Valori limite per classi di esposizione XA – estratto UNI EN 206-1 (prospetto 2)

Un riscontro a tali valori può essere individuato all'interno della relazione geologica dove si riportano i risultati delle analisi svolte sulle acque nel terreno. Si riporta la tabella riepilogativa in seguito:

Parametro ricercato	Unità di Misura	Valore
Solfato	mg/l	54
pH	unità pH	7,6
Anidride carbonica CO2	mg/l	0,73
Ammonio	mg/l	0,50
Magnesio	mg/l	31

Analisi acque nel terreno – estratto relazione geologica

I valori indicati risultano essere al di sotto dei valori limite per tutte le condizioni chimiche indicate.

Si ritiene pertanto di escludere tale condizione di esposizione per le strutture in calcestruzzo.

Definizioni caratteristiche minime calcestruzzo

Per gli elementi finora definiti si definiscono quindi le caratteristiche minime del calcestruzzo coerentemente con la classe di esposizione scelta.

Le caratteristiche minime sono riportate nel prospetto F.1 contenuto in UNI EN 206-1 e che viene riproposto i seguito:

	Classi di esposizione																	
	Nessun rischio di corrosione dell'armatura	Corrosione delle armature indotta dalla carbonatazione				Corrosione delle armature indotta da cloruri						Attacco da cicli di gelo/disgelo				Ambiente aggressivo per attacco chimico		
						Acqua di mare			Cloruri provenienti da altre fonti									
	X0	XC1	XC2	XC3	XC4	XS1	XS2	XS3	XD1	XD2	XD3	XF1	XF2	XF3	XF4	XA1	XA2	XA3
Massimo rapporto a/c	-	0,60		0,55	0,50	0,50	0,45		0,55	0,50	0,45	0,50	0,50		0,45	0,55	0,50	0,45
Minima classe di resistenza*)	C12/15	C25/30		C28/35	C32/40	C32/40	C35/45		C28/35	C32/40	C35/45	C32/40	C25/30		C28/35	C28/35	C32/40	C35/45
Minimo contenuto di cemento (kg/m³)	-	300		320	340	340	360		320	340	360	320	340		360	320	340	360
Contenuto minimo in aria (%)													3,0[a]					
Altri requisiti												Aggregati conformi alla UNI EN 12620 di adeguata resistenza al gelo/disgelo				È richiesto l'impiego di cementi resistenti ai solfati[b]		

*) Nel prospetto 7 della UNI EN 206-1 viene riportata la classe C8/10 che corrisponde a specifici calcestruzzi destinati a sottofondazioni e ricoprimenti. Per tale classe dovrebbero essere definite le perscrizioni di durabilità nei riguardi di acque o terreni aggressivi.

a) Quando il calcestruzzo non contiene aria aggiunta, le sue prestazioni devono essere verificate rispetto ad un calcestruzzo aerato per il quale è provata la resistenza al gelo/disgelo, da determinarsi secondo UNI 7087, per la relativa classe di esposizione.

b) Qualora la presenza di solfati comporti le classi di esposizione XA2 e XA3 è essenziale utilizzare un cemento resistente ai solfati secondo UNI 9156.

Prospetto F.1. – estratto UNI EN 206-1

Per tutti gli elementi strutturali è risultato che la classe di esposizione peggiorativa è quella XS1 da cui si ricaveranno quindi i valori delle caratteristiche minime del materiale.

Definizioni classe strutturale e copriferro minimo

Si definisce inoltre la classe strutturale da cui sarà definito il valore minimo di copriferro da utilizzare negli elementi strutturali. La classe strutturale di partenza per gli elementi strutturali è la S4 che potrà essere poi modificata secondo i parametri riassunti nella tabella riportata in seguito:

CRITERIO	CLASSE DI ESPOSIZIONE AMBIENTALE SECONDO UNI 11104						
	X0	XC1	XC2/XC3	XC4	XD1/XS1	XD2/XS2	XD3/XS3
VITA UTILE DI PROGETTO DI 100 ANNI	Aumentare di 2 classi	Aumentare di 2 classi	Aumentare di 2 classi	Aumentare di 2 classi	Aumentare di 2 classi	Aumentare di 2 classi	Aumentare di 2 classi
CLASSE DI RESISTENZA	≥ C30/37 Ridurre di 1 classe	≥ C30/37 Ridurre di 1 classe	≥ C35/45 Ridurre di 1 classe	≥ C40/50 Ridurre di 1 classe	≥ C40/50 Ridurre di 1 classe	≥ C40/50 Ridurre di 1 classe	≥ C45/55 Ridurre di 1 classe
ELEMENTO DI FORMA SIMILE AD UNA SOLETTA (posizione delle armature non influenzata dal processo costruttivo)	Ridurre di 1 classe	Ridurre di 1 classe	Ridurre di 1 classe	Ridurre di 1 classe	Ridurre di 1 classe	Ridurre di 1 classe	Ridurre di 1 classe
É ASSICURATO UN CONTROLLO DI QUALITA' SPECIALE DELLA PRODUZIONE DEL CALCESTRUZZO	Ridurre di 1 classe	Ridurre di 1 classe	Ridurre di 1 classe	Ridurre di 1 classe	Ridurre di 1 classe	Ridurre di 1 classe	Ridurre di 1 classe

Parametri per modifica classe strutturale – estratto UNI EN 1992-1-2

	CLASSE DI ESPOSIZIONE AMBIENTALE SECONDO UNI 11104						
CLASSE STRUTTURALE	X0	XC1	XC2/XC3	XC4	XD1/XS1	XD2/XS2	XD3/XS3
S1	10 (10)	10(15)	10(20)	15(25)	20(30)	25(35)	30(40)
S2	10 (10)	10(15)	15(25)	20(30)	25(35)	30(40)	35(45)
S3	10 (10)	10(20)	20(30)	25(35)	30(40)	35(45)	40(50)
S4	10 (10)	15(25)	25(35)	30(40)	35(45)	40(50)	45(55)
S5	15 (15)	20(30)	30(40)	35(45)	40(50)	45(55)	50(60)
S6	20 (20)	25(35)	35(45)	40(50)	45(55)	50(60)	55(65)

Tabella 2 – Valori minimi del copriferro ($c_{min,dur}$) atti a garantire la durabilità in funzione della classe di esposizione ambientale e della classe strutturale dell'opera (i valori tra parentesi sono relativi alle opere in c.a.p.)

Valori minimi copriferro – estratto UNI EN 1992-1-2

Il valore minimo del copriferro dovrà poi essere aumentato di 10mm per considerare la tolleranza di posa delle barre di armatura.

Di conseguenza i valori minimo di copriferro e di classe per il calcestruzzo degli elementi di progetto vengono riassunti nella tabella di seguito:

ELEMENTO	CLASSE DI ESPOSIZIONE	CLASSE STRUTTURALE	COPRIFERRO NOMINALE C_{nom}	CLASSE MINIMA CLS
Fondazioni superficiali	XC2 + XS1	S6	55 mm	C32/40

3.1.2. Platea di fondazione e fondazioni in generale

NTC - SEZIONE IN C.A.			
ELEMENTO :	**PLATEA DI FONDAZIONE**		
Caratteristiche dei materiali			
Calcestruzzo		C32/40	
coefficiente parziale del materiale	γ_C	1,5	
coefficiente riduttivo per effetti di lungo termine	α_{CC}	0,85	
resistenza caratteristica cubica	R_{ck}	40,00	MPa
resistenza caratteristica cilindrica	f_{ck}	32,00	MPa
valore medio della resistenza a compressione cilindrica	$f_{cm} = f_{ck} + 8$	40,00	MPa
valore medio resistenza a trazione assiale calcestruzzo	f_{ctm}	3,03	MPa
per fck ≤ 50 MPa	$f_{ctm} = 0,3\ f_{ck}^{2/3}$		
per fck > 50 MPa	$f_{ctm} = 2,12\ \ln(1+ f_{cm}/10)$		
resistenza caratteristica a trazione (frattile 5%)	$f_{ctk;0,05} = 0,7\ f_{ctm}$	2,12	MPa
resistenza caratteristica a trazione (frattile 95%)	$f_{ctk;0,95} = 1.3\ f_{ctm}$	3,94	MPa
resistenza di calcolo del calcestruzzo (compressione)	$f_{cd} = \alpha_{CC}\ f_{ck} / \gamma_C$	18,13	MPa
resistenza di calcolo del calcestruzzo (taglio/trazione)	$f_{ctd} = f_{ctk;0,05} / \gamma_C$	1,41	MPa
modulo elastico del calcestruzzo	E_C	33346	MPa
classe di esposizione	XS1		
copriferro	5 cm		
Acciaio		B450C	
coefficiente parziale del materiale	γ_S	1,15	
tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	450,0	MPa
tensione di rottura	f_{tk}	540,0	MPa
resistenza di calcolo dell'acciao (snervamento)	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_S$	391,3	MPa
modulo elastico dell'acciaio	E_S	200000,0	MPa

3.2. Acciaio per carpenteria metallica

3.2.1. Classe di esecuzione per opere in carpenteria metallica

Viene definita la classe di esecuzione minima per le opere in carpenteria metallica in accordo a quanto previsto dalla norma UNI EN 1090-2. La definizione della classe di esecuzione delle opere in carpenteria metallica avviene attraverso la definizione di:

- *CLASSE DI IMPORTANZA*

Table B1 - Definition of consequences classes

Consequences Class	Description	Examples of buildings and civil engineering works
CC3	**High** consequence for loss of human life, *or* economic, social or environmental consequences **very great**	Grandstands, public buildings where consequences of failure are high (e.g. a concert hall)
CC2	**Medium** consequence for loss of human life, economic, social or environmental consequences **considerable**	Residential and office buildings, public buildings where consequences of failure are medium (e.g. an office building)
CC1	**Low** consequence for loss of human life, *and* economic, social or environmental consequences **small or negligible**	Agricultural buildings where people do not normally enter (e.g. storage buildings), greenhouses

Tabella di definizione classi di importanza (uni en 1990:2002 – Annex B)

- *CATEGORIA DI SERVIZIO*

Categorie	Criteri
SC1	- Strutture e componenti progettate solo per azioni quasi statiche (Esempio: Edifici) - Strutture e componenti con connessioni progettate per azioni sismiche nelle regioni con bassa attività sismica e in DCL * - Strutture e componenti progettate per le azioni a fatica degli apparecchi di sollevamento (classe S_0)**
SC2	- Strutture e componenti progettate per le azioni fatica secondo la EN 1993. [Esempi: Ponti stradali e ferroviari, gru (classe da S_1 a S_9)**, strutture suscettibili alle vibrazioni indotte dal vento, dalla folla o dalla rotazione di macchine]. - Strutture e componenti con connessioni progettate per azioni sismiche nelle regioni con media o alta attività sismica ed in DCM* e DCH*

* DCL, DCM, DCH: classi di duttilità secondo la EN 1998-1.
** Per la classificazione delle azioni a fatica degli apparecchi di sollevamento, vedere EN 1991-3 e EN 13001-1.

Tabella di definizione categorie di servizio (uni 1090-2)

- *CATEGORIE DI PRODUZIONE*

Categorie	Criteri
PC1	- Componenti non saldati realizzati da prodotti di qualsiasi classe di acciaio - Componenti saldati realizzati da prodotti di acciaio di classe minore a S355
PC2	- Componenti saldati realizzati da prodotti di acciaio di classe S355 e maggiore - Componenti essenziali per l'integrità strutturale che vengono assemblati mediante saldatura in cantiere - Componenti prodotti mediante formatura a caldo o che ricevono un trattamento termico durante la fabbricazione - Componenti di tralicci CHS che richiedono taglio finale del profilo

Tabella di definizione classi di importanza (uni en 1990:2002 – Annex B)

Pertanto si definisce la classe di esecuzione per le opere in carpenteria metallica secondo le classi definite in precedenza:

- classe di importanza CC3
- categoria di servizio SC1
- categoria di produzione PC2

Classi di importanza		CC1		CC2		CC3	
Categorie di servizio		SC1	SC2	SC1	SC2	SC1	SC2
Categorie di produzione	PC1	EXC1	EXC2	EXC2	EXC3	EXC3 a)	EXC3 a)
	PC2	EXC2	EXC2	EXC2	EXC3	EXC3 a)	EXC4

a) EXC4 dovrebbe essere applicato a strutture speciali o strutture con conseguenze estreme di cedimento strutturale, come richiesto dalle disposizioni nazionali.

La classe di esecuzione determina i requisiti per le varie attività di esecuzione riportate nella presente norma europea. I requisiti sono riassunti nell'appendice A.3.

OPERA	CLASSE DI ESECUZIONE
CARPENTERIE TETTOIE AIR-SIDE	EXC3

3.2.2. Strutture in elevazione

Le strutture in carpenteria metallica verranno realizzate utilizzando un acciaio tipo **S355.**

Nei calcoli si considerano i valori nominali delle tensioni caratteristiche di snervamento f_{yk} e di rottura f_{tk} riportati di seguito:

Norme e qualità degli acciai	Spessore nominale dell'elemento			
UNI EN 10025-2	t < 40mm		40mm < t < 80mm	
	f_{yk} [MPa]	f_{tk} [MPa]	f_{yk} [MPa]	f_{tk} [MPa]
S 355	355	510	335	470
S 275	275	430	255	410
S 235	235	360	215	360

3.2.3. Elementi di collegamento

Nella realizzazione del progetto viene utilizzata la seguente bulloneria per collegamenti e tirafondi:

- **Classe 8.8 EN 15048** (serraggio non controllato):

Elemento	Riferimento
Viti	ISO 4014 oppure ISO 4017 (ex UNI 5737 e 5739)
Dadi	ISO 4032 (ex UNI 5588)
Rosette	ISO 6091 (ex UNI 6592)

Per le verifiche agli stati limite si assumono i seguenti valori di resistenza:

Classe della vite	Stato di tensione				
	$f_t[N/mm^2]$	$f_y[N/mm^2]$	$f_{k,N}[N/mm^2]$	$f_{d,N}[N/mm^2]$	$f_{d,V}[N/mm^2]$
8.8	800	640	560	560	396
10.9	1000	900	700	700	495

$f_{k,N}$ è assunto pari al minore dei due valori $f_{k,N} = 0{,}7 f_t$ e $f_t = f_y$ essendo $f_t$ed f_y le tensioni di rottura e di snervamento

$f_{d,N} = f_{k,N}$ resistenza di calcolo a trazione

$f_{d,V} = f_{k,N}/\sqrt{2}$ resistenza di calcolo a taglio

4. VITA NOMINALE, CLASSE D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO

Nel presente paragrafo vengono definiti i parametri della struttura relativamente alla destinazione d'uso della stessa.

4.1. Vita nominale di progetto

Il tipo di costruzione rientra nella tipologia *"3 – Costruzioni con livelli di prestazioni elevati"* in accordo alla Tab. 2.4.I delle NTC'18. A questa tipologia di costruzioni viene assegnato un valore minimo di vita nominale pari a 100 anni.

Tab. 2.4.I – *Valori minimi della Vita nominale* V_N *di progetto per i diversi tipi di costruzioni*

	TIPI DI COSTRUZIONI	Valori minimi di V_N (anni)
1	Costruzioni temporanee e provvisorie	10
2	Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	50
3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100

4.2. Classe d'uso

Con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, alla costruzione viene data una "*Classe d'uso IV – Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti*".

Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.

Classe II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

Classe III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.

Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al DM 5/11/2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

A cui viene associato un coefficiente d'uso $C_U = 2$ in accordo alla Tab. 2.4.II.

Tab. 2.4.II – *Valori del coefficiente d'uso* C_U

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0,7	1,0	1,5	2,0

4.3. Periodo di riferimento per l'azione sismica

Il periodo di riferimento V_R per la valutazione dell'azione sismica viene determinato in accordo al §2.4.3 come prodotto tra il parametro vita nominale V_N e il coefficiente d'uso C_U.

$$V_R = V_N \cdot C_U = 100 \cdot 2 = 200\ anni$$

5. ANALISI DEI CARICHI

5.1. Pesi permanenti strutturali

Il peso proprio di tutti gli elementi modellati è determinato in automatico dal software di calcolo utilizzando le caratteristiche del materiale.

Il peso di tutti gli elementi strutturali non modellati viene applicato come carico esterno linearmente distribuito o superficiale a seconda dei criteri di modellazione.

Tali carichi verranno esplicitati nelle tabelle relative al riepilogo dei carichi.

5.2. Pesi permanenti non strutturali

Tutti gli elementi che non svolgono una funzione strutturale, ma che rappresentano solo un peso per le strutture portanti, vengono applicati mediante carichi esterni puntuali, distribuiti o superficiali sugli elementi modellati. Alcuni esempi di carichi permanenti non strutturali sono rappresentati dai pacchetti di finitura dei solai e dagli impianti.

Tali carichi verranno esplicitati nelle tabelle relative al riepilogo dei carichi.

5.3. Sovraccarichi

I sovraccarichi, o carichi imposti, sono legati alla destinazione d'uso dell'opera o di porzioni di essa e sono riportati in normativa alla Tab. 3.1.II.

Tali carichi verranno esplicitati nelle tabelle relative al riepilogo dei carichi, esplicitando di volta in volta a che categoria appartengono.

5.4. Carichi solaio di superfice

La tabella di seguito riportata riguarda i carichi distribuiti superficialmente sui vari elementi del modello e generalmente rappresentano gli elementi di solaio. Una rappresentazione schematica delle zone di carico è riportata negli elaborati grafici di progetto.

COPERTURA BHS		
	Descrizione	**Carico [kN/m^2]**
G1	Pacchetto di copertura (Pannello)	0.20
		0.20
G2	Eventuali impianti appesi	0.20
	Totale G2	**0.20**
Q	Sola manutenzione (Cat. H)	0.50
	Neve	0.55
	Prevalente Q	**0.55**

0

Il carico per sola manutenzione risulta inferiore al carico da neve e, non essendo ad esso concomitante, non risulta dimensionante.

5.5. Azioni variabili ambientali

Nel presente capitolo si determinano le azioni variabili legate agli effetti ambientali sulla struttura ed in particolare: neve, vento e temperatura.

5.5.1. Azione della neve

CALCOLO DELL'AZIONE DELLA NEVE

○	**Zona I - Alpina** Aosta, Belluno, Bergamo, Biella, Bolzano, Brescia, Como, Cuneo, Lecco, Pordenone, Sondrio, Torino, Trento, Udine, Verbania, Vercelli, Vicenza.	q_{sk} = 1,50 kN/mq $a_s \leq 200$ m q_{sk} = 1,39 $[1+(a_s/728)^2]$ kN/mq $a_s > 200$ m
○	**Zona I - Mediterranea** Alessandria, Ancona, Asti, Bologna, Cremona, Forlì-Cesena, Lodi, Milano, Modena, Novara, Parma, Pavia, Pesaro e Urbino, Piacenza, Ravenna, Reggio Emilia, Rimini, Treviso, Varese.	q_{sk} = 1,50 kN/mq $a_s \leq 200$ m q_{sk} = 1,35 $[1+(a_s/602)^2]$ kN/mq $a_s > 200$ m
○	**Zona II** Arezzo, Ascoli Piceno, Bari, Campobasso, Chieti, Ferrara, Firenze, Foggia, Genova, Gorizia, Imperia, Isernia, La Spezia, Lucca, Macerata, Mantova, Massa Carrara, Padova, Perugia, Pescara, Pistoia, Prato, Rovigo, Savona, Teramo, Trieste, Venezia, Verona.	q_{sk} = 1,00 kN/mq $a_s \leq 200$ m q_{sk} = 0,85 $[1+(a_s/481)^2]$ kN/mq $a_s > 200$ m
◉	**Zona III** Agrigento, Avellino, Benevento, Brindisi, Cagliari, Caltanisetta, Carbonia-Iglesias, Caserta, Catania, Catanzaro, Cosenza, Crotone, Enna, Frosinone, Grosseto, L'Aquila, Latina, Lecce, Livorno, Matera, Medio Campidano, Messina, Napoli, Nuoro, Ogliastra, Olbia Tempio, Oristano, Palermo, Pisa, Potenza, Ragusa, Reggio Calabria, Rieti, Roma, Salerno, Sassari, Siena, Siracusa, Taranto, Terni, Trapani, Vibo Valentia, Viterbo.	q_{sk} = 0,60 kN/mq $a_s \leq 200$ m q_{sk} = 0,51 $[1+(a_s/481^2]$ kN/mq $a_s > 200$ m

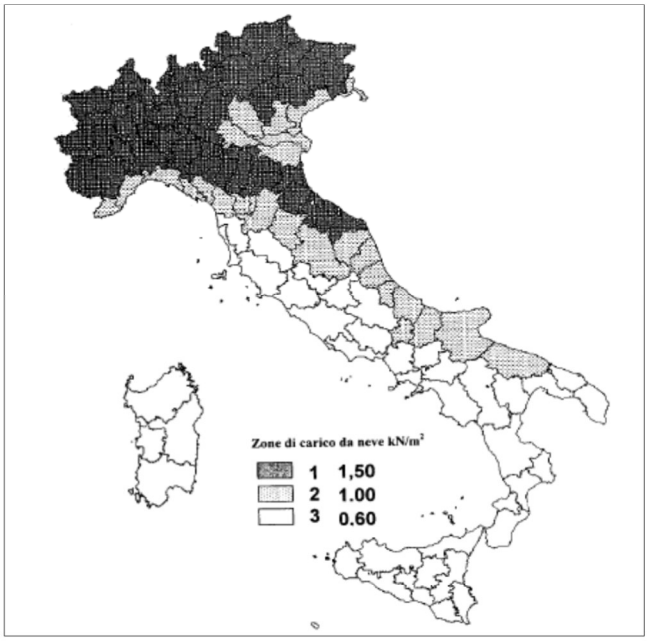
q_s (carico neve sulla copertura [N/mq]) = $\mu_i . q_{sk} . C_E . C_t$

μ_i (coefficiente di forma)

q_{sk} (valore caratteristico della neve al suolo [kN/mq])

C_E (coefficiente di esposizione)

C_t (coefficiente termico)



Valore carratteristicio della neve al suolo

a_s (altitudine sul livello del mare [m])	14
q_{sk} (val. caratt. della neve al suolo [kN/mq])	0.60

Coefficiente termico

Il coefficiente termico può essere utilizzato per tener conto della riduzione del carico neve a causa dello scioglimento della stessa, causata dalla perdita di calore della costruzione. Tale coefficiente
tiene conto delle proprietà di isolamento termico del materiale utilizzato in copertura. In assenza di uno specifico e documentato studio, deve essere utilizzato **Ct = 1**.

Coefficiente di esposizione

Topografia	Descrizione	C_E
Normale	Aree in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento, a causa del terreno, altre costruzioni o alberi.	1

Valore del carico della neve al suolo

q_{s50} (carico della neve al suolo [kN/mq])	0.60
Tempo di ritorno [anni]	100
q_{sn} (carico della neve al suolo [kN/mq])	0.68

Dato il tipo di costruzione appartenente alla categoria "*3 – Costruzioni con livelli di prestazioni elevati*" secondo la tabella 2.4.I delle NTC'18, si ha una vita nominale minima di progetto $V_N = 100$ anni ed è perciò stato assunto un valore di riferimento del carico neve al suolo in accordo al C3.4.2 della Circolare Applicativa.

Per quanto riguarda il coefficiente di forma si assume (per α<30°)

Tab. 3.4.II – *Valori del coefficiente di forma*

Coefficiente di forma	$0° \leq \alpha \leq 30°$	$30° < \alpha < 60°$	$\alpha \geq 60°$
μ_1	0,8	$0{,}8 \cdot \frac{(60-\alpha)}{30}$	0,0

5.5.2. Azione del vento

In questo paragrafo si definiscono i parametri e l'andamento della pressione del vento al netto dei coefficienti aerodinamici che verranno di volta in volta espressi in funzione della forma della struttura analizzata.

CALCOLO DELL'AZIONE DEL VENTO

3) Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)

Zona	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_a [1/s]
3	27	500	0.02
a_s (altitudine sul livello del mare [m])			14
T_R (Tempo di ritorno)			100
$v_b = v_{b,0}$ per $a_s \le a_0$ $v_b = v_{b,0} + k_a (a_s - a_0)$ per $a_0 < a_s \le 1500$ m			
$\underline{v}_b$ (T_R = 50 [m/s])			27.000
α_R (T_R)			1.03924
v_b (T_R) = $v_b \times \alpha_R$ [m/s])			28.059

p (pressione del vento [N/mq]) = $q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$

q_b (pressione cinetica di riferimento [N/mq])

c_e (coefficiente di esposizione)

c_p (coefficiente di forma)

c_d (coefficiente dinamico)

Pressione cinetica di riferimento

$q_b = 1/2 \cdot \rho \cdot v_b^2$ (ρ = 1,25 kg/mc)

q_b [N/mq]	492.08

Coefficiente di forma

E' il coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico), funzione della tipologia e della geometria della costruzione e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento. Il suo valore può essere ricavato da dati suffragati da opportuna documentazione o da prove sperimentali in galleria del vento.

Coefficiente dinamico

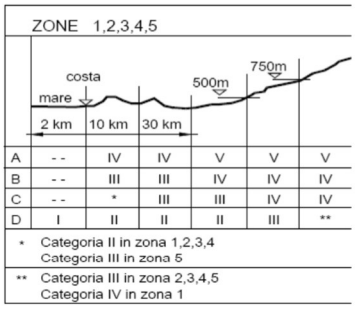
Esso può essere assunto autelativamente pari ad 1 nelle costruzioni di tipologia ricorrente, quali gli edifici di forma regolare non eccedenti 80 m di altezza ed i capannoni industriali, oppure può essere determinato mediante analisi specifiche o facendo riferimento a dati di comprovata affidabilità.

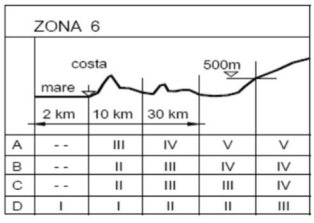
Coefficiente di esposizione

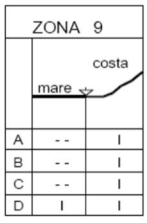
Classe di rugosità del terreno

D) Aree prive di ostacoli (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, mare, laghi,....)

Categoria di esposizione







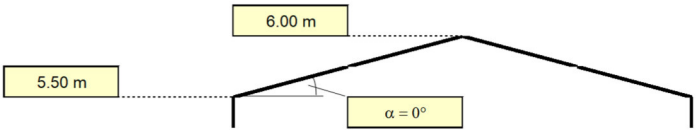
Zona	Classe di rugosità	a_s [m]
3	D	14

$c_e(z) = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln(z/z_0) [7 + c_t \cdot \ln(z/z_0)]$ per $z \ge z_{min}$

$c_e(z) = c_e(z_{min})$ per $z < z_{min}$

Cat. Esposiz.	k_r	z_0 [m]	z_{min} [m]	c_t
I	0.17	0.01	2	1

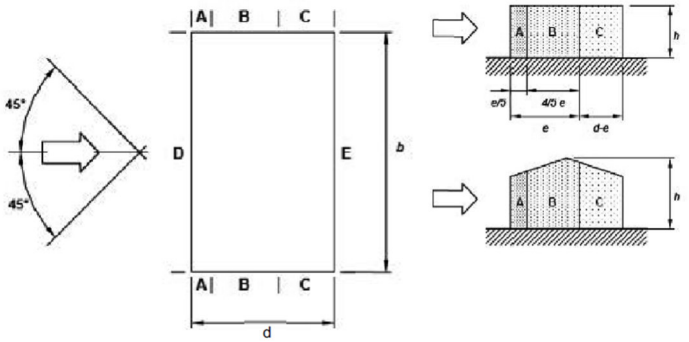
z [m]	c_e
z ≤ 2	1.883
z = 5.5	2.427
z = 6	2.477



La pressione esercitata dal vento viene presa in considerazione applicando i coefficienti di pressione esterna e interna così come determinati secondo Circolare Applicativa del DM2018.

Si ha dunque:

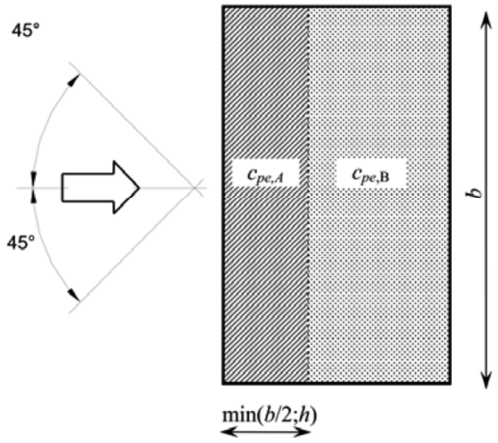
- <u>Pareti Verticali</u>



(a) (b)

Zona	A		B		C		D		E	
h/d	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
5	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0	-0,7	
1	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0	-0,5	
≤ 0,25	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,7	+1,0	-0,3	

- <u>Coperture piane</u> (pendenza <u><</u>5%)



E

Figura C3.3.5 - *Schema di riferimento per coperture piane*

Tabella C3.3.III - *Edifici rettangolari: c_{pe} per coperture piane.*

Fascia sopravento di profondità pari al minimo tra *b*/2 e *h*:	$c_{pe,A}$= -0,80
Restanti zone	$c_{pe,B}$= ±0,20

- Pressioni interne

C_{pi}= +0.2; -0.3

- Azione tangenziale

Superficie	Coefficiente d'attrito c_f
Liscia (acciaio, cemento a faccia liscia..)	0,01
Scabra (cemento a faccia scabra, catrame..)	0,02
Molto scabra (ondulata, costolata, piegata..)	0,04

5.6. Azione sismica

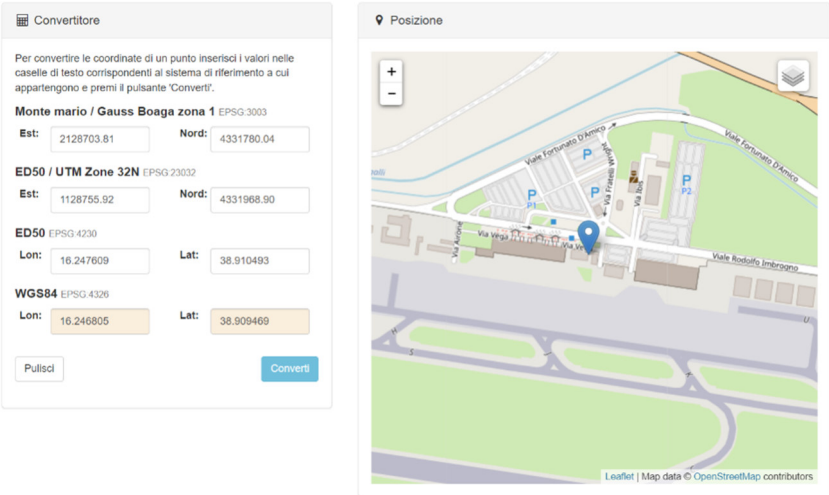
Nel presente capitolo si andranno a determinare gli spettri di progetto utilizzati per la verifica degli elementi strutturali.

5.6.1. Azione del sisma

Per l'opera in oggetto si è assunto di considerare una classe d'uso IV in quanto considerato edificio strategico. Si riportano nel seguito le caratteristiche legate al sito utilizzate per produrre l'azione sismica di progetto.

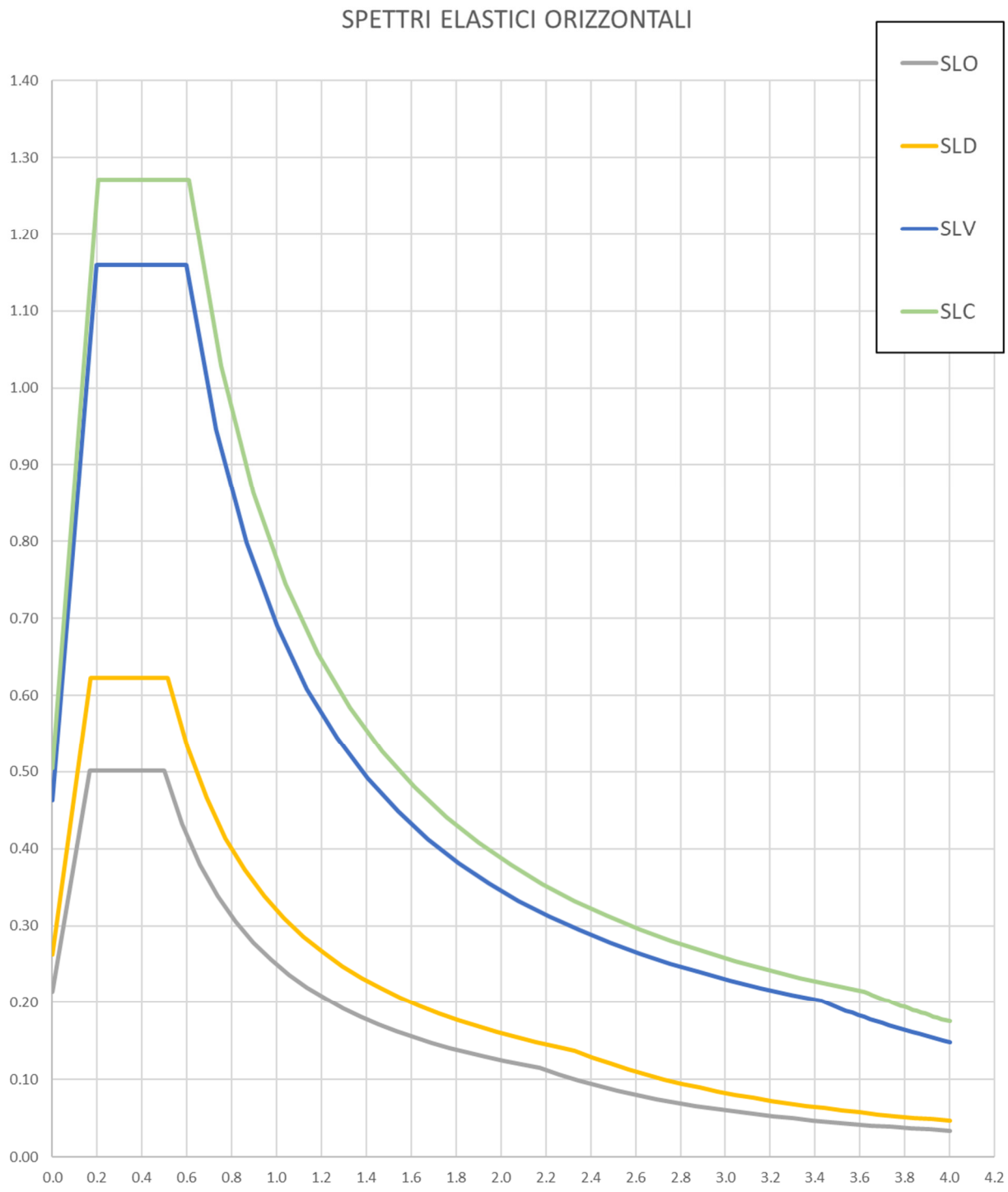
Tipo di costruzione *[Tab. 2.4.I NTC'18]*	3 – Costruzioni con livelli di prestazione elevati
Vita nominale *[Tab. 2.4.I NTC'18]*	$V_N = 100$ anni
Classe d'uso *[§2.4.2 NTC'18]*	IV – Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti
Coefficiente d'uso *[Tab. 2.4.II NTC'18]*	$C_u = 2$
Periodo di riferimento *[§2.4.3 NTC'18]*	$V_R = V_N \cdot C_u = 200$ anni
Categoria di suolo *[Tab.3.2.II NTC'18]*	C
Categoria topografica *[Tab. 3.2.III NTC'18]*	T1

Le coordinate del sito preso come riferimento per la determinazione dei parametri dell'azione sismica sono di seguito riportate.



ED50	
Longitudine [°]	Latitudine [°]
16,247609	38,910493

Si riportano di seguito gli spettri elastici secondo NTC'18 in un unico grafico di confronto. Tali spettri saranno utilizzati nel seguito per la determinazione delle accelerazioni corrispondenti ai vari periodi di vibrazione delle strutture.



Gli spettri qui riportati sono spettri elastici, con fattore di comportamento unitario, nel seguito verranno riportati gli spettri di progetto con le necessarie ipotesi sul fattore di comportamento utilizzato.

5.6.2. Verifica di regolarità in pianta

Le condizioni di verifica della regolarità in pianta vengono riassunte nella seguente tabella che rispetta le indicazioni previste al 7.2.1 delle NTC'18.

REGOLARITA' IN PIANTA		SI
a)	La distribuzione di masse e rigidezze è approssimativamente simmetrica rispetto a due direzioni ortogonali e la forma in pianta è compatta, ossia il contorno di ogni orizzontamento è convesso; il requisito può ritenersi soddisfatto, anche in presenza di rientranze in pianta, quando esse non influenzano significativamente la rigidezza nel piano dell'orizzontamento e, per ogni rientranza, l'area compresa tra il perimetro dell'orizzontamento e la linea convessa circoscritta all'orizzontamento non supera il 5% dell'area dell'orizzontamento;	SI
b)	Il rapporto tra i lati del rettangolo circoscritto alla pianta di ogni orizzontamento è inferiore a 4;	SI
c)	Ciascun orizzontamento ha una rigidezza nel proprio piano tanto maggiore della corrispondente rigidezza degli elementi strutturali verticali da potersi assumere che la sua deformazione in pianta influenzi in modo trascurabile la distribuzione delle azioni sismiche tra questi ultimi e ha resistenza sufficiente a garantire l'efficacia di tale distribuzione.	SI

5.6.3. Verifica di regolarità in elevazione

Le condizioni di verifica della regolarità in elevazione vengono riassunte nella seguente tabella che rispetta le indicazioni previste al 7.2.1 delle NTC'18.

REGOLARITA' IN ELEVAZIONE		SI
d)	Tutti i sistemi resistenti alle azioni orizzontali si estendono per tutta l'altezza della costruzione o, se sono presenti parti aventi differenti altezze, fino alla sommità della rispettiva parte dell'edificio;	SI
e)	Massa e rigidezza rimangono costanti o variano gradualmente, senza bruschi cambiamenti, dalla base alla sommità della costruzione (le variazioni di massa da un orizzontamento all'altro non superano il 25%, la rigidezza non si riduce da un orizzontamento a quello sovrastante più del 30% e non aumenta più del 10%); ai fini della rigidezza si possono considerare regolari in altezza strutture dotate di pareti o nuclei in c.a. o di pareti e nuclei in muratura di sezione costante sull'altezza o di telai controventati in acciaio, ai quali sia affidato almeno il 50% dell'azione sismica alla base;	SI
f)	Il rapporto tra la capacità e la domanda allo SLV non è significativamente diverso, in termini di resistenza, per orizzontamenti successivi (tale rapporto, calcolato per un generico orizzontamento, non deve differire più del 30% dall'analogo rapporto calcolato per l'orizzontamento adiacente); può fare eccezione l'ultimo orizzontamento di strutture intelaiate di almeno tre orizzontamenti;	SI
g)	Eventuali restringimenti della sezione orizzontale della costruzione avvengano con continuità da un orizzontamento al successivo; oppure avvengano in modo che il rientro di un orizzontamento non superi il 10% della dimensione corrispondente all'orizzontamento immediatamente sottostante, né il 30% della dimensione corrispondente al primo orizzontamento. Fa eccezione l'ultimo orizzontamento di costruzioni di almeno quattro orizzontamenti, per il quale non sono previste limitazioni di restringimento.	SI

5.6.4. Classe di duttilità

Le Norme Tecniche definiscono due tipi di comportamento per le costruzioni soggette all'azione sismica, non dotate di appositi dispositivi d'isolamento e/o dissipativi:

a) Comportamento strutturale **non dissipativo**;

b) Comportamento strutturale **dissipativo**.

Per **comportamento strutturale non dissipativo**, nella valutazione della domanda tutte le membrature e i collegamenti rimangono in campo elastico o sostanzialmente elastico; la domanda derivante dall'azione sismica e dalle altre azioni è calcolata, in funzione dello stato limite cui ci si riferisce, ma indipendentemente dalla tipologia strutturale e senza tener conto delle non linearità di materiale, attraverso un modello elastico.

Per **comportamento strutturale dissipativo**, nella valutazione della domanda un numero elevato di membrature e/o collegamenti evolvono in campo plastico, mentre la restante parte della struttura rimane in campo elastico o sostanzialmente elastico; la domanda derivante dall'azione sismica e dalle altre azioni è calcolata, in funzione dello stato limite cui ci si riferisce e della tipologia strutturale, tenendo conto della capacità dissipativa legata alle non linearità di materiale. Se la capacità dissipativa è presa in conto implicitamente attraverso il fattore di comportamento q, si adotta un modello elastico; se la capacità dissipativa è presa in conto esplicitamente, si adotta un'adeguata legge costitutiva.

La struttura in esame è stata progettata con **comportamento strutturale non dissipativo.**

5.6.5. Fattore di comportamento

In accordo alla Tab. 7.3.I sotto riportata, si determinano i fattori di comportamento per i vari Stati Limite considerati, utili per la determinazione dei relativi Spettri di progetto.

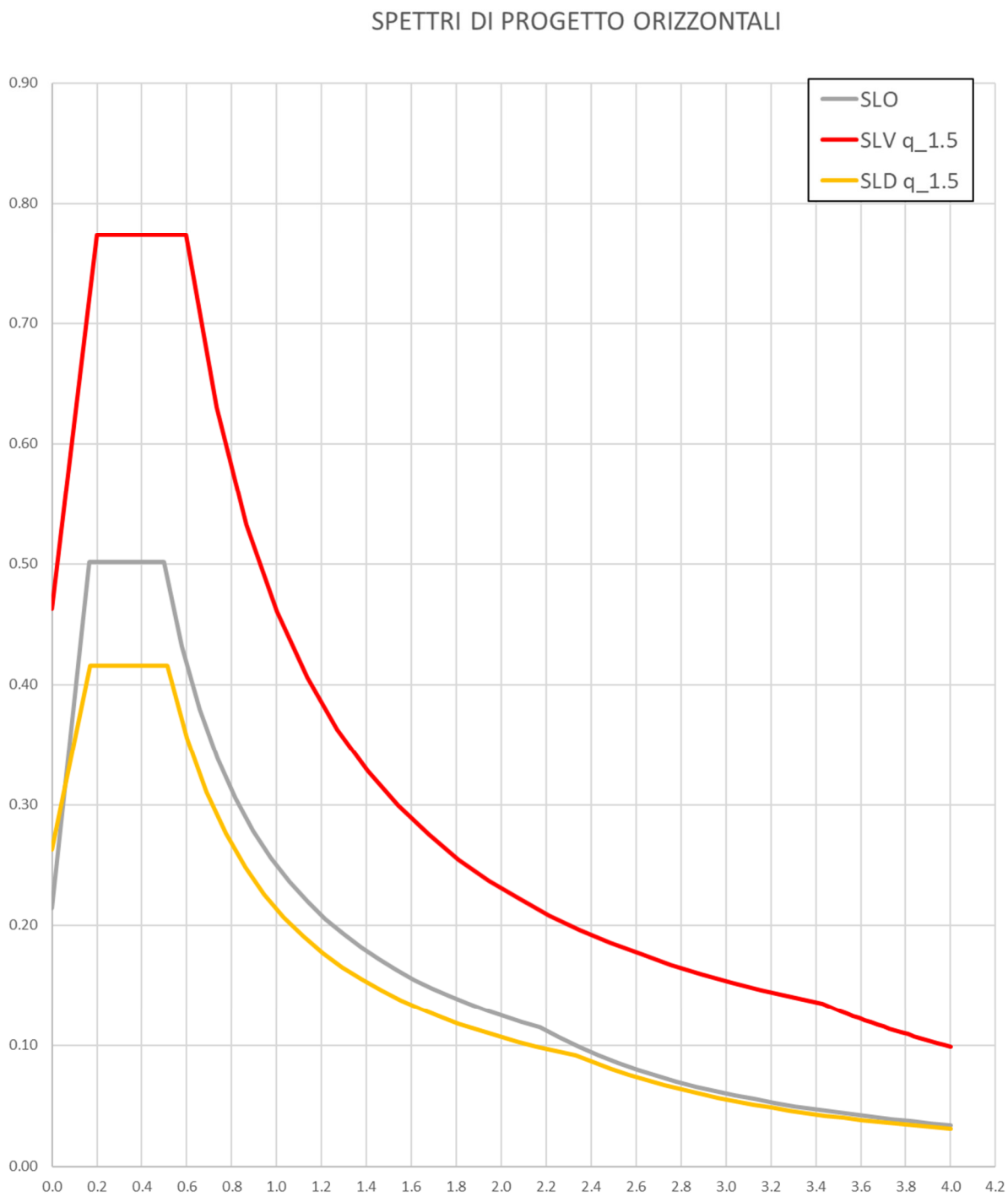
Tab. 7.3.I – *Limiti su q e modalità di modellazione dell'azione sismica*

STATI LIMITE		Lineare (Dinamica e Statica)		Non Lineare	
		Dissipativo	Non Dissipativo	Dinamica	Statica
SLE	SLO	q = 1.0 § 3.2.3.4	q = 1.0 § 3.2.3.4	§ 7.3.4.1	§ 7.3.4.2
	SLD	q ≤ 1,5 § 3.2.3.5	q ≤ 1,5 § 3.2.3.5		
SLU	SLV	q ≥ 1,5 § 3.2.3.5	q ≤ 1,5 § 3.2.3.5		
	SLC	---	---		

STATI LIMITE		FATTORE DI COMPORTAMENTO
SLE	SLO	1
	SLD	1.50
SLU	SLV	1.50
	SLC	-

5.6.6. Spettri di progetto orizzontali

Si riporta di seguito il grafico degli spettri di progetto ricavati applicando i fattori di comportamento come precedentemente descritti.



5.7. Combinazioni delle azioni

Le combinazioni fondamentali delle azioni che verranno applicate nelle verifiche agli stati limite, così come descritte al §2.5.3 NTC'18, vengono qui riportate.

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):
  $\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \ldots$ [2.5.1]
- Combinazione caratteristica, cosiddetta rara, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:
  $G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \ldots$ [2.5.2]
- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:
  $G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \ldots$ [2.5.3]
- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:
  $G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \ldots$ [2.5.4]
- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:
  $E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \ldots$ [2.5.5]
- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali A:
  $G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \ldots$ [2.5.6]

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj}$. [2.5.7]

dove:

G1 = peso proprio di tutti gli elementi strutturali
G2 = peso proprio di tutti gli elementi non strutturali
Qk1 = valore caratteristico dell'azione variabile considerata come dominante
Qki = valore caratteristico dell'azione variabile che può agire contemporaneamente a quella dominante.

I valori dei coefficienti parziali delle azioni da assumere, salvo quanto diversamente espresso dalla norma in casi particolari, sono espressi nella Tab.2.6.I e di seguito riportati:

Tab. 2.6.I – *Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU*

		Coefficiente γ_F	EQU	A1	A2
Carichi permanenti G_1	Favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali G_2[(1)]	Favorevoli	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

(1) Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

con:

EQU è lo stato limite di equilibrio come corpo rigido;
A1 STR è lo stato limite di resistenza della struttura compresi gli elementi di fondazione;
A2 GEO è lo stato limite di resistenza del terreno.

I valori dei coefficienti di combinazioni delle azioni variabili per edifici civili ed industriali correnti sono riportati nella Tab.2.5.I:

Tab. 2.5.I – *Valori dei coefficienti di combinazione*

Categoria/Azione variabile	ψ_{0j}	ψ_{1j}	ψ_{2j}
Categoria A - Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B - Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C - Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D - Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E – Aree per immagazzinamento, uso commerciale e uso industriale Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F - Rimesse , parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G – Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H - Coperture accessibili per sola manutenzione	0,0	0,0	0,0
Categoria I – Coperture praticabili	da valutarsi caso per caso		
Categoria K – Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ...)			
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

6. DESCRIZIONE DEL MODELLO E IPOTESI DI CALCOLO

6.1. Software di calcolo

Il software di calcolo utilizzato per l'analisi della struttura è **Straus7** prodotto dalla Strand7 Pty Ltd. con licenza intestata a INCIDE Engineering s.r.l.

6.2. Interazione terreno-struttura

Lo studio delle strutture in elevazione è stato condotto ipotizzando vincoli rigidi alla base e derivando poi le azioni sollecitanti per le verifiche geotecniche e strutturali delle fondazioni in accordo al capitolo 7.2.5 delle NTC'18, di cui se ne riporta un estratto.

> Le azioni trasmesse in fondazione derivano dall'analisi del comportamento dell'intera opera, in genere condotta esaminando la sola struttura in elevazione alla quale sono applicate le pertinenti combinazioni delle azioni di cui al § 2.5.3.
>
> Sia per CD"A" sia per CD"B" il dimensionamento delle strutture di fondazione e la verifica di sicurezza del complesso fondazione-terreno devono essere eseguiti assumendo come azione in fondazione, trasmessa dagli elementi soprastanti, una tra le seguenti:
>
> - quella derivante dall'analisi strutturale eseguita ipotizzando comportamento strutturale non dissipativo (v. § 7.3);
> - quella derivante dalla capacità di resistenza a flessione degli elementi (calcolata per la forza assiale derivante dalla combinazione delle azioni di cui al § 2.5.3), congiuntamente al taglio determinato da considerazioni di equilibrio;
> - quella trasferita dagli elementi soprastanti nell'ipotesi di comportamento strutturale dissipativo, amplificata di un coefficiente pari a 1,30 in CD"A" e 1,10 in CD"B";

6.3. Ipotesi di calcolo

Nel modello l'impalcato di copertura è stato modellato nelle sue componenti colonne, travi principali, travi di banchina e arcarecci con elementi FEM monodimensionali "beam", i controventi di falda e di parete con elementi monodimensionali "truss".

Per l'applicazione dei carichi alla struttura sono stati usati elementi "load patch" in grado di distribuire sulle travi i carichi del pacchetto di copertura e delle pareti.

Per la determinazione delle sollecitazioni e la verifica delle strutture in elevazione si è impostato il modello con incastri alla base delle colonne.

Le facciate sono state modellate in modo da trasmettere solo carichi orizzontali alla struttura compatibilmente con uno schema statico a biella dei montanti di facciata (con controventi nel piano di facciata).

6.4. Geometria del modello

Si riportano di seguito alcune immagini del modello di calcolo utilizzato:

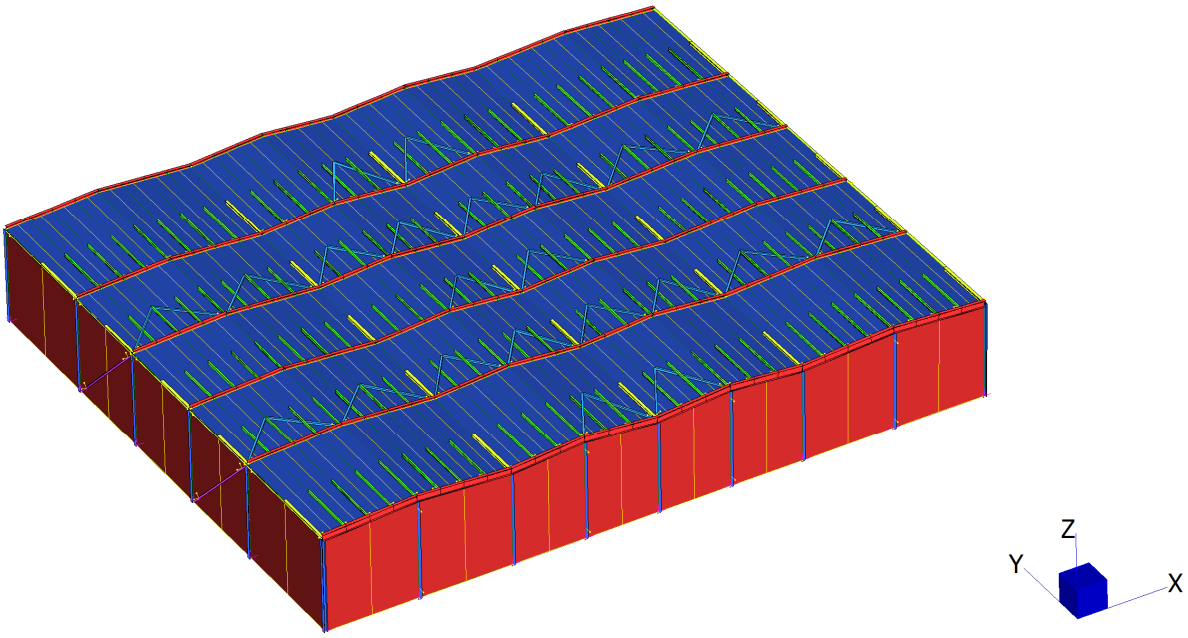


Figura 1 – Vista generale Modello FEM

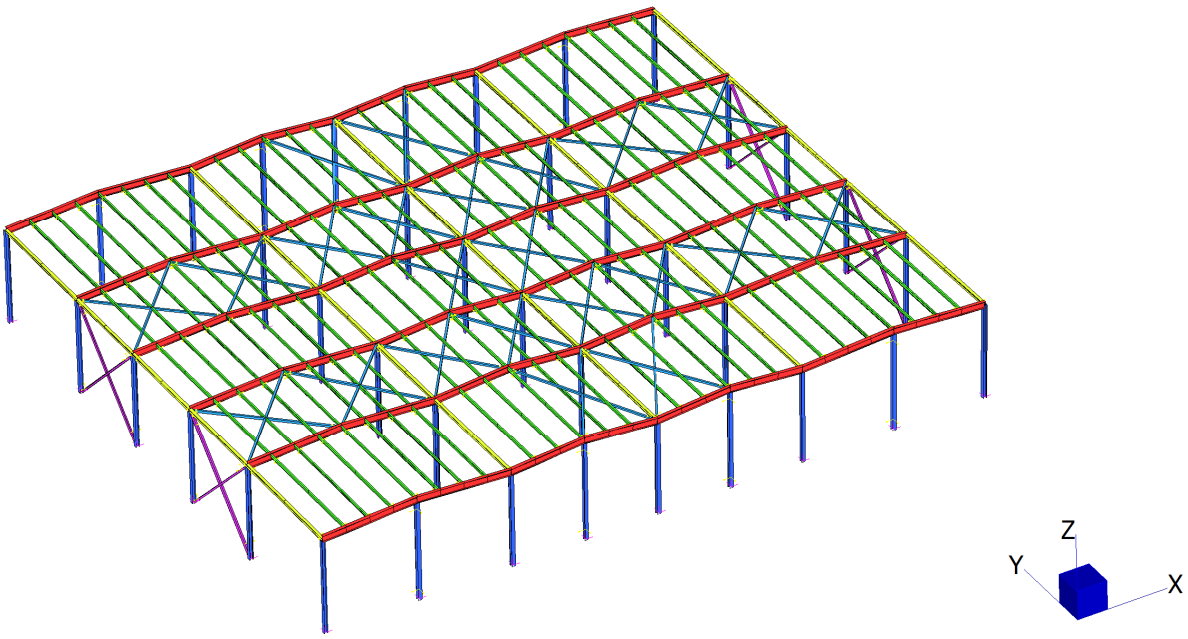


Figura 2 – Vista generale Modello FEM – ossatura strutturale

6.5. Applicazione dei carichi al modello

6.5.1. Carichi permanenti

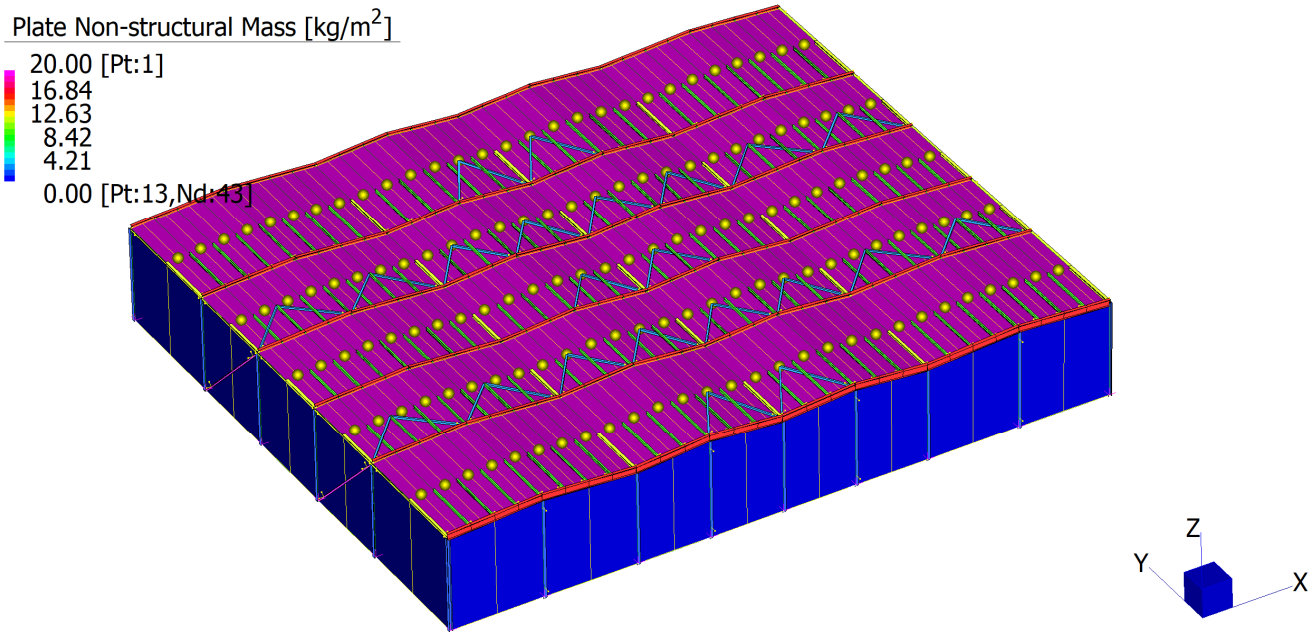


Figura 3 – Perm non Strutturali – Copertura 20 kg/m²

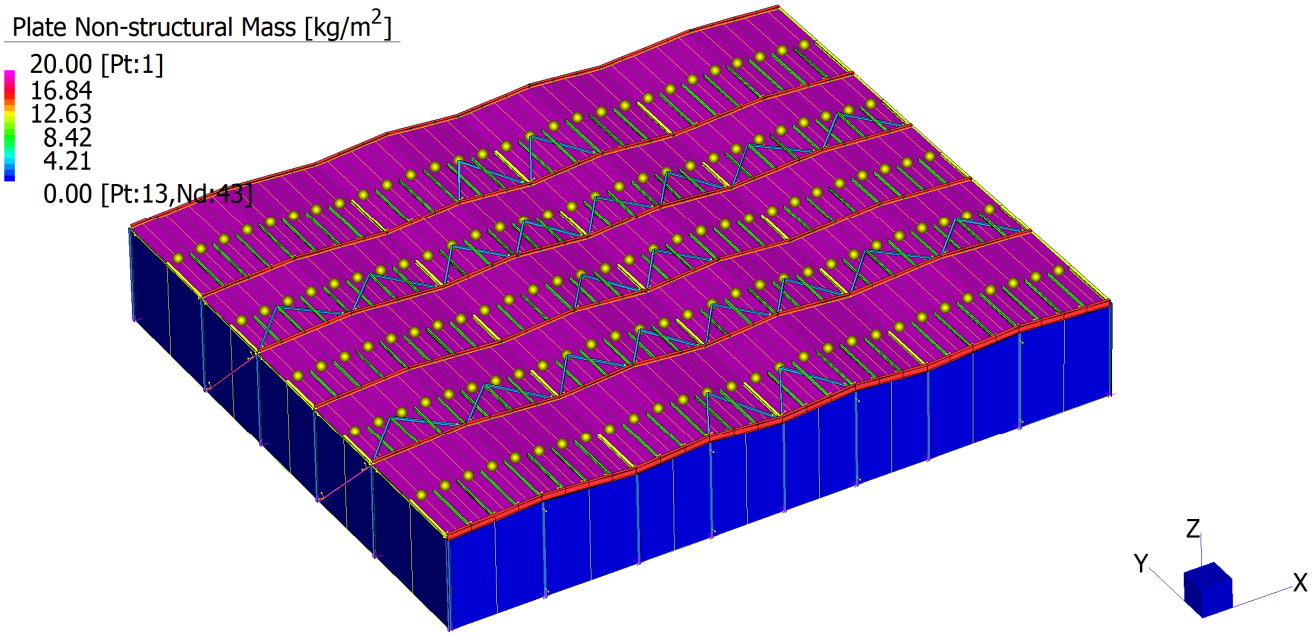


Figura 4 – Perm non Strutturali – Impianti 20 kg/m²

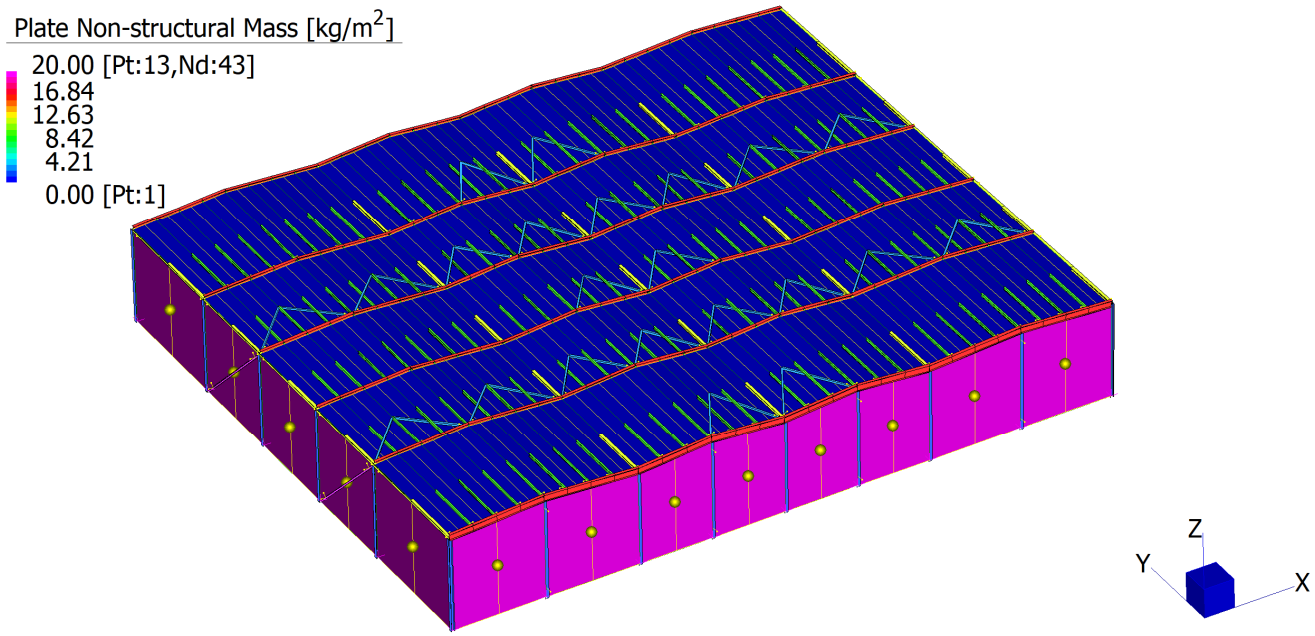


Figura 5 –Perm non Strutturali – Facciate 20 kg/m²

6.5.2. Neve

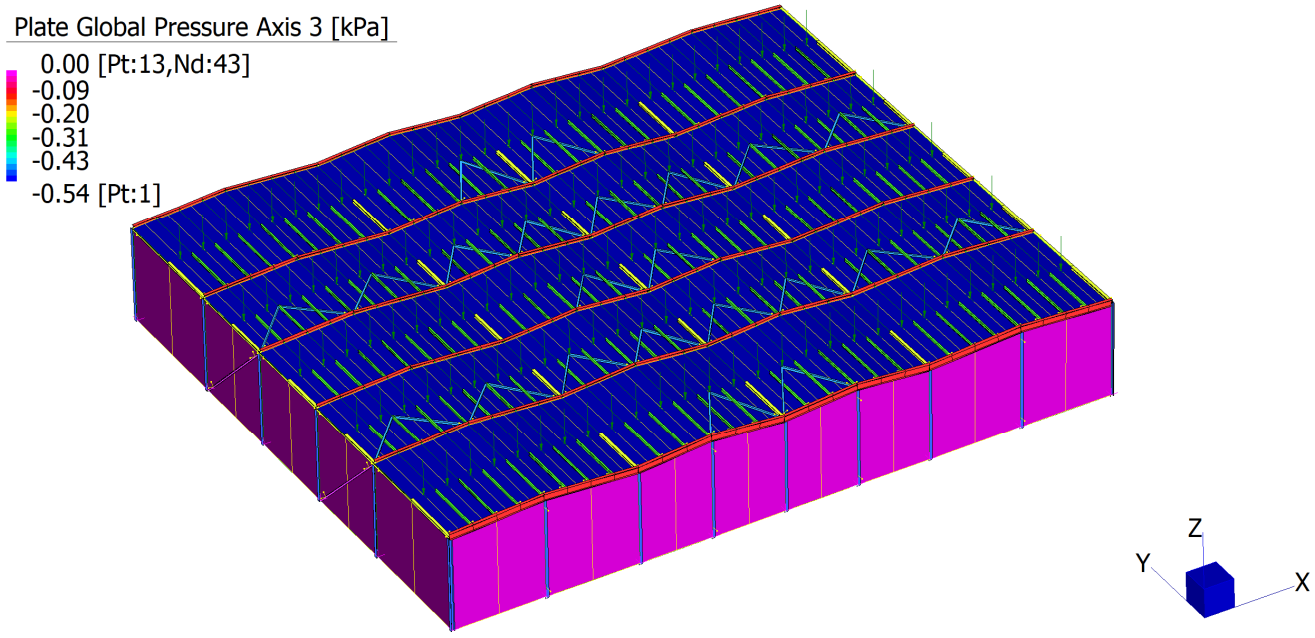


Figura 6 – Variabili - Neve 54 kg/m²

6.5.3. Vento

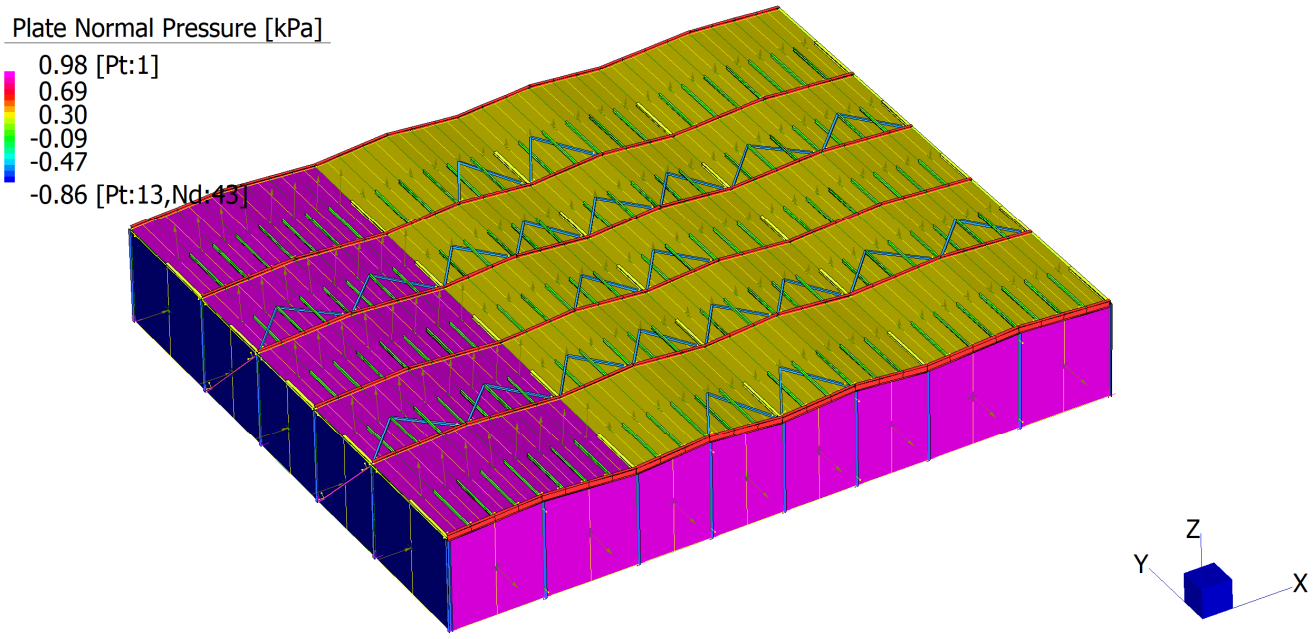


Figura 7 – Variabili - Vento +X

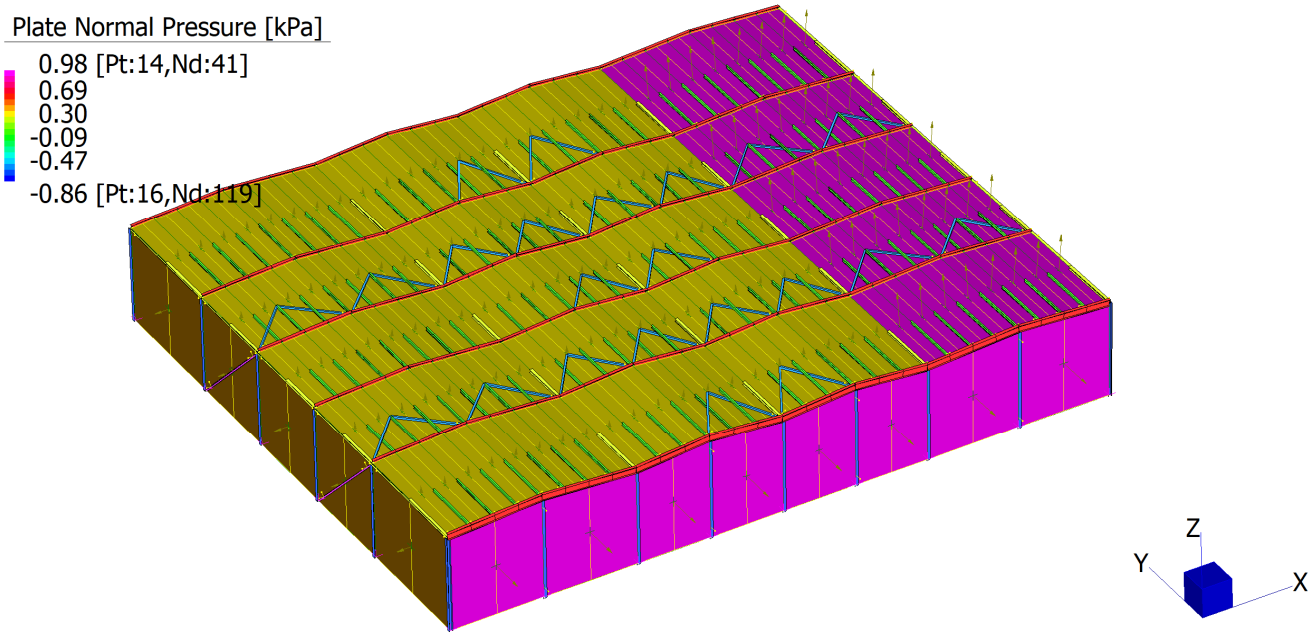


Figura 8 – Variabili - Vento -X

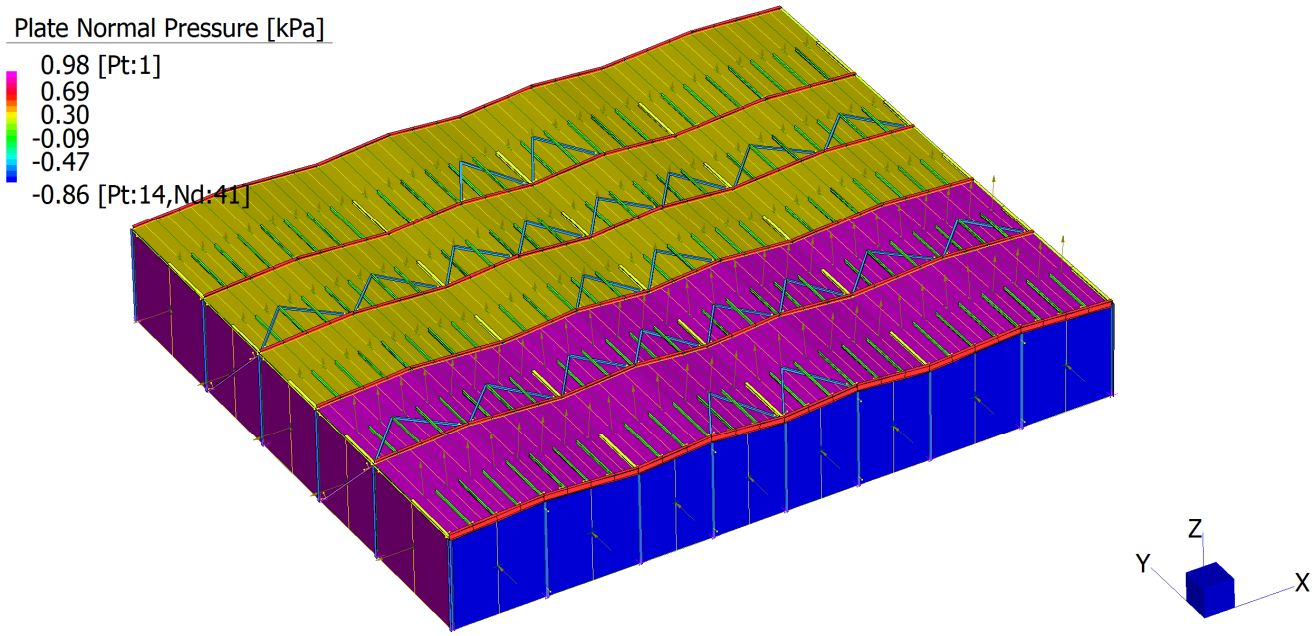


Figura 9 – Variabili - Vento +Y

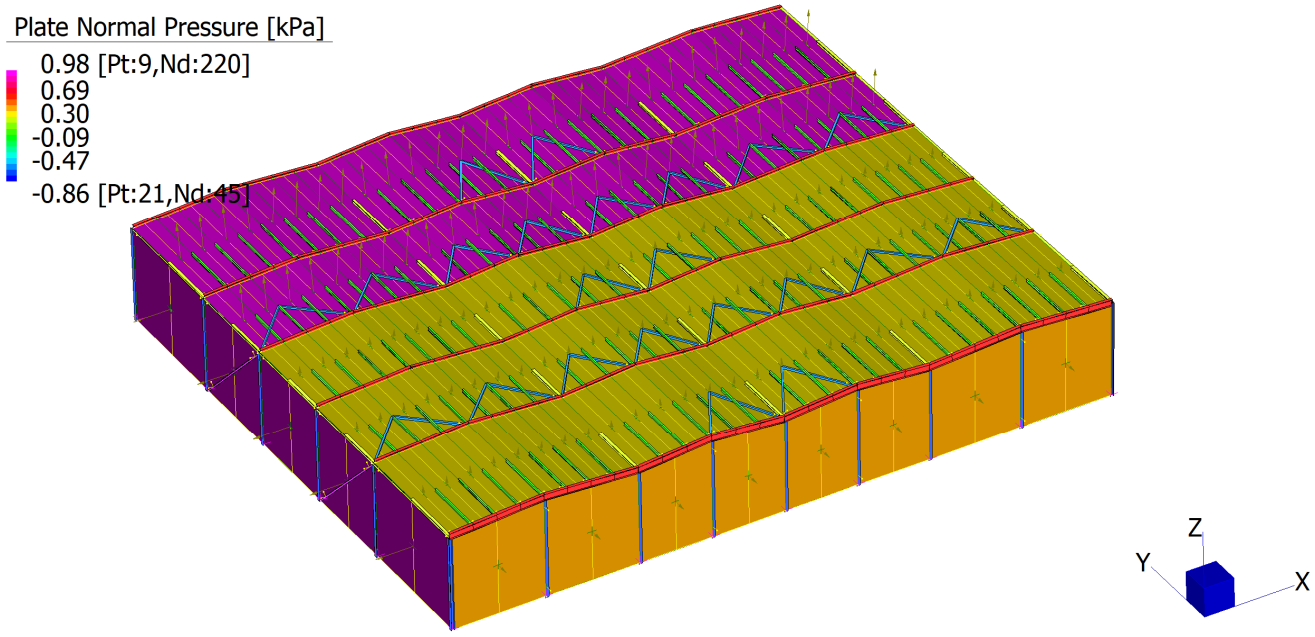


Figura 10 – Variabili - Vento -Y

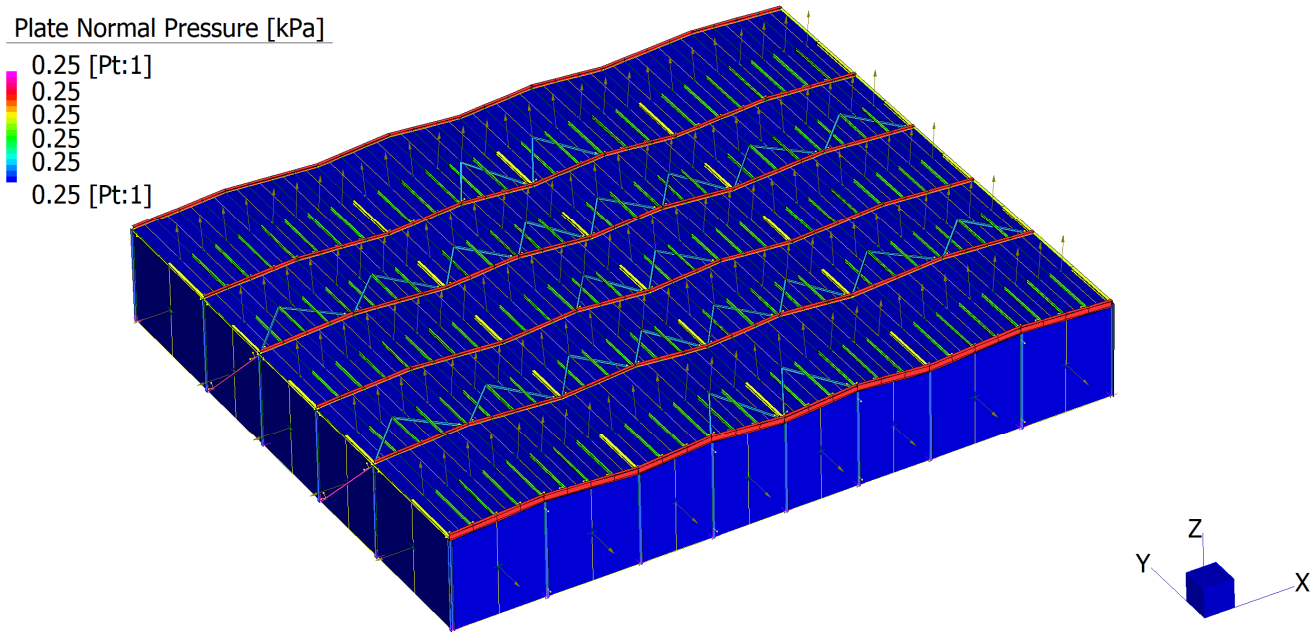


Figura 11 – Variabili – Press Interna +

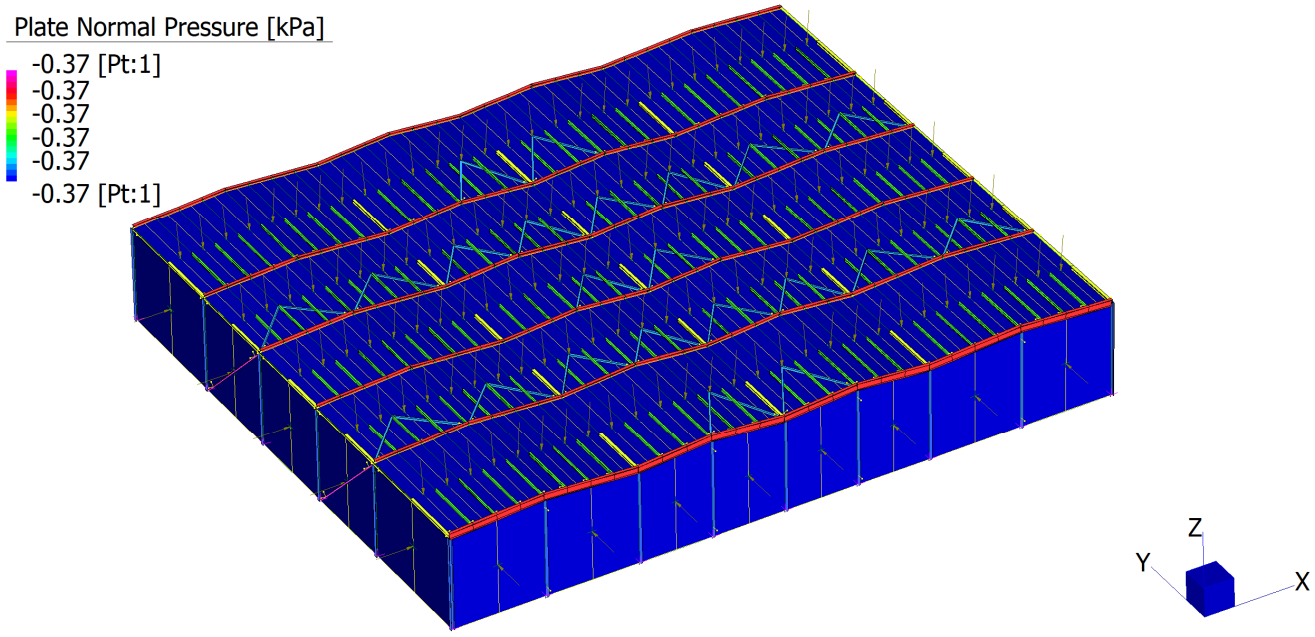


Figura 12– Variabili – Press Interna –

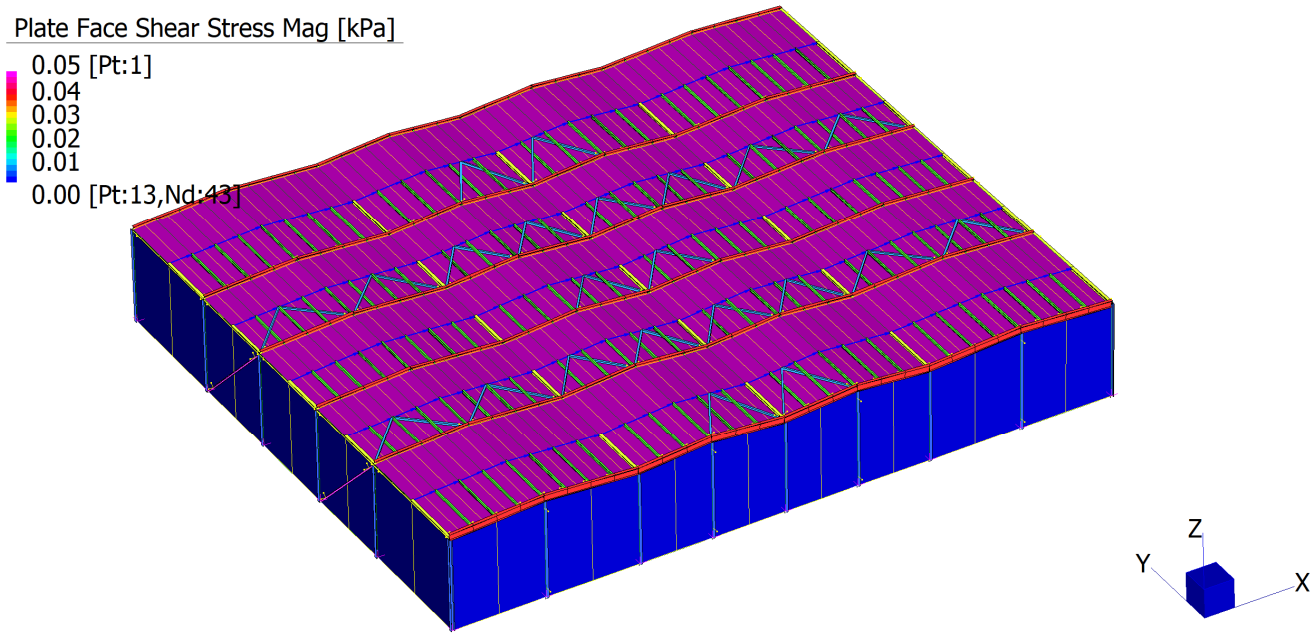


Figura 13 – Variabili – Vento tangenziale +X

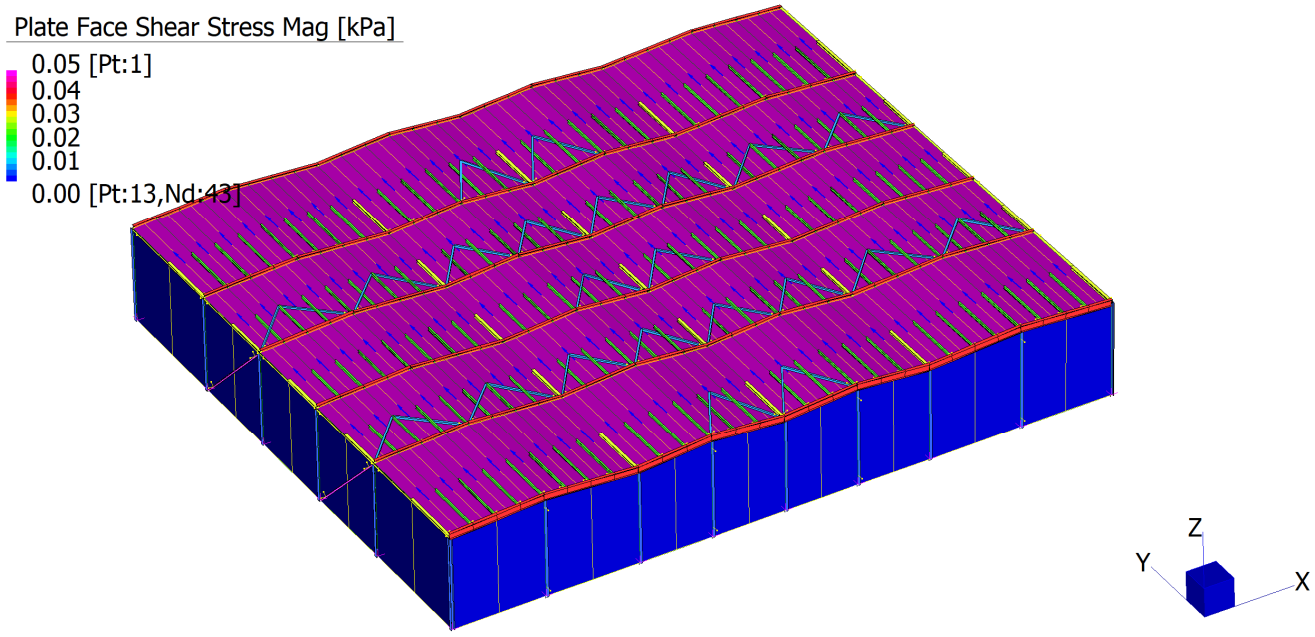


Figura 14 – Variabili – Vento tangenziale +Y

6.5.4. Sisma

Le masse che contribuiscono all'azione sismica sono quelle dei carichi permanenti (6.5.1) a cui si sommano le masse degli elementi strutturali modellati. Tali masse sono considerate nell'analisi spettrale (6.6.3).

Per considerare l'effetto torsionale per eccentricità accidentale delle masse (§7.2.6 NTC2018) vengono considerate due condizioni di carico statico (una SLV e una SLO) con delle forze applicate in testa a i pilastri esterni.

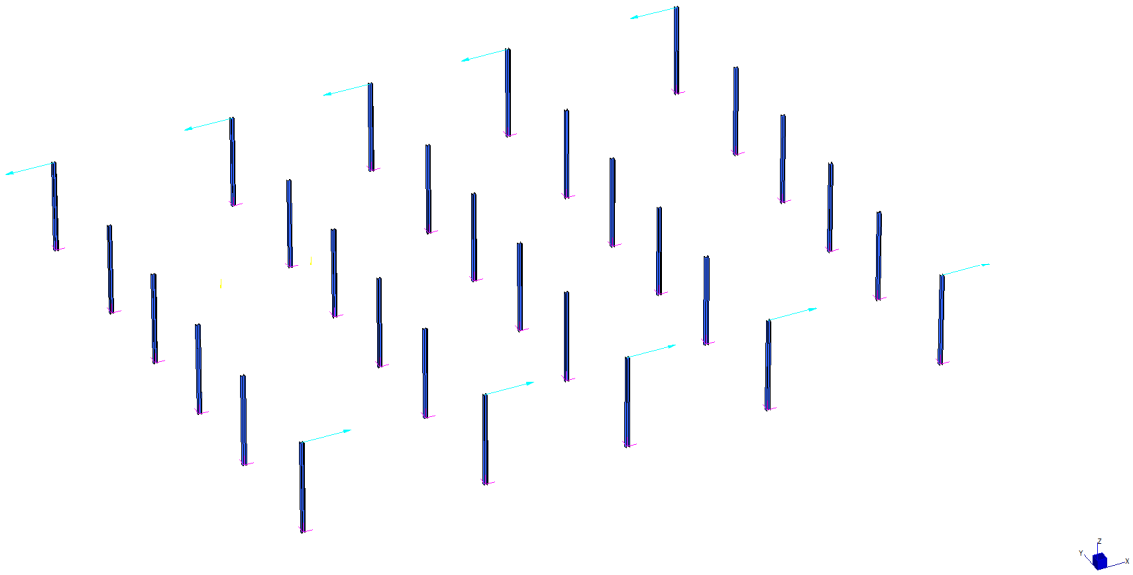


Figura 15 – Sisma effetto torsionale

6.6. Tipo di analisi effettuate

6.6.1. Statica Lineare

Viene eseguita un'analisi statica lineare per determinare l'effetto dei carichi statici o assimilati a tali (permanenti, neve e vento).

Qui di seguito la lista dei carichi inseriti nei modelli:

1: PERM_STR - PESO PROPRIO
2: PERM_NSTR - COPERTURA
3: PERM_NSTR - FACCIATE
4: PERM_NSTR_IMPIANTI
5: VAR - NEVE
6: VAR - VENTO +X
7: VAR - VENTO -X
8: VAR - VENTO +Y
9: VAR - VENTO -Y
10: VAR - P_INT +
11: VAR - P_INT -
12: VAR - V_TANG X
13: VAR - V_TANG Y
14: E_SLO TORS
15: E_SLV_TORS

6.6.2. Frequenze naturali

Viene eseguita un'analisi delle frequenze di vibrazione proprie della struttura per determinare i modi di vibrare da utilizzare nella successiva analisi spettrale. Viene inoltre determinata, per ogni modo di vibrare, la massa partecipante.

6.6.3. Analisi spettrale

Viene eseguita un'analisi spettrale sulla base delle frequenze determinate al punto precedente, delle masse coinvolte e sotto l'effetto degli spettri sismici di progetto. La massa sismica considerata è quella permanente strutturale e non-strutturale.

I risultati spettrali dei singoli modi di vibrare vengono poi combinati secondo il metodo SRSS.

6.7. Combinazioni di carico

Qui di seguito la lista delle combinazioni di carico considerate nell'analisi:

CASES	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
	SLE_G	SLE_N	SLE_W1	SLE_W2	SLE_W3	SLE_W4	SLE_W5	SLE_W6	SLE_W7	SLE_W8
1: PERM_STR - PESO PROPRIO	1	1	1							
2: PERM_NSTR - COPERTURA	1	1	1							
3: PERM_NSTR - FACCIATE										
4: PERM_NSTR_IMPIANTI	1	1	1							
5: VAR - NEVE		1								
6: VAR - VENTO +X			1				1			
7: VAR - VENTO -X				1				1		
8: VAR - VENTO +Y					1				1	
9: VAR - VENTO -Y						1				1
10: VAR - P_INT +			1	1	1	1				
11: VAR - P_INT -							1	1	1	1
12: VAR - V_TANG X			1	-1			1	-1		
13: VAR - V_TANG Y					1	-1			1	-1
14: E_SLO TORS										
15: E_SLV_TORS										
16: SLO_X [SRSS]										
17: SLO_Y [SRSS]										
18: SLV_X [SRSS]										
19: SLV_Y [SRSS]										

CASES	11	12	13	14	15	16	17	18	19
	SLU_N	SLU_W1	SLU_W2	SLU_W3	SLU_W4	SLU_W5	SLU_W6	SLU_W7	SLU_W8
1: PERM_STR - PESO PROPRIO	1.3	1							
2: PERM_NSTR - COPERTURA	1.5	1							
3: PERM_NSTR - FACCIATE									
4: PERM_NSTR_IMPIANTI	1.5	1							
5: VAR - NEVE	1.5								
6: VAR - VENTO +X		1.5				1.5			
7: VAR - VENTO -X			1.5				1.5		
8: VAR - VENTO +Y				1.5				1.5	
9: VAR - VENTO -Y					1.5				1.5
10: VAR - P_INT +		1.5	1.5	1.5	1.5				
11: VAR - P_INT -						1.5	1.5	1.5	1.5
12: VAR - V_TANG X		1.5	-1.5			1.5	-1.5		
13: VAR - V_TANG Y				1.5	-1.5			1.5	-1.5
14: E_SLO TORS									
15: E_SLV_TORS									
16: SLO_X [SRSS]									
17: SLO_Y [SRSS]									
18: SLV_X [SRSS]									
19: SLV_Y [SRSS]									

CASES	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35
	SLO_X+++	SLO_X+-+	SLO_X-++	SLO_X--+	SLO_X++-	SLO_X+--	SLO_X-+-	SLO_X---	SLO_Y+++	SLO_Y+-+	SLO_Y-++	SLO_Y--+	SLO_Y++-	SLO_Y+--	SLO_Y-+-	SLO_Y---
1: PERM_STR - PESO PROPRIO	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
2: PERM_NSTR - COPERTURA	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
3: PERM_NSTR - FACCIATE																
4: PERM_NSTR_IMPIANTI	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
5: VAR - NEVE																
6: VAR - VENTO +X																
7: VAR - VENTO -X																
8: VAR - VENTO +Y																
9: VAR - VENTO -Y																
10: VAR - P_INT +																
11: VAR - P_INT -																
12: VAR - V_TANG X																
13: VAR - V_TANG Y																
14: E_SLO TORS	1	1	1	1	-1	-1	-1	-1	1	1	1	1	-1	-1	-1	-1
15: E_SLV_TORS																
16: SLO_X [SRSS]	1	1	-1	-1	0.3	-0.3	0.3	-0.3	0.3	-0.3	0.3	-0.3	1	1	-1	-1
17: SLO_Y [SRSS]	0.3	-0.3	0.3	-0.3	1	1	-1	-1	1	1	-1	-1	0.3	-0.3	0.3	-0.3
18: SLV_X [SRSS]																
19: SLV_Y [SRSS]																

CASES	36	37	38	39	40	41	42	43	44	45	46	47	48	49	50	51
	SLV_X+++	SLV_X+-+	SLV_X-++	SLV_X--+	SLV_X++-	SLV_X+--	SLV_X-+-	SLV_X---	SLV_Y+++	SLV_Y+-+	SLV_Y-++	SLV_Y--+	SLV_Y++-	SLV_Y+--	SLV_Y-+-	SLV_Y---
1: PERM_STR - PESO PROPRIO	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
2: PERM_NSTR - COPERTURA	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
3: PERM_NSTR - FACCIATE																
4: PERM_NSTR_IMPIANTI	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
5: VAR - NEVE																
6: VAR - VENTO +X																
7: VAR - VENTO -X																
8: VAR - VENTO +Y																
9: VAR - VENTO -Y																
10: VAR - P_INT +																
11: VAR - P_INT -																
12: VAR - V_TANG X																
13: VAR - V_TANG Y																
14: E_SLO TORS																
15: E_SLV_TORS	1	1	1	1	-1	-1	-1	-1	1	1	1	1	-1	-1	-1	-1
16: SLO_X [SRSS]																
17: SLO_Y [SRSS]																
18: SLV_X [SRSS]	1	1	-1	-1	0.3	-0.3	0.3	-0.3	0.3	-0.3	0.3	-0.3	1	1	-1	-1
19: SLV_Y [SRSS]	0.3	-0.3	0.3	-0.3	1	1	-1	-1	1	1	-1	-1	0.3	-0.3	0.3	-0.3

7. RISULTATI DELLA MODELLAZIONE

7.1. Deformazioni

Si riportano nel seguito gli inviluppi delle deformate SLE e SLO verticali e orizzontali degli elementi principali:

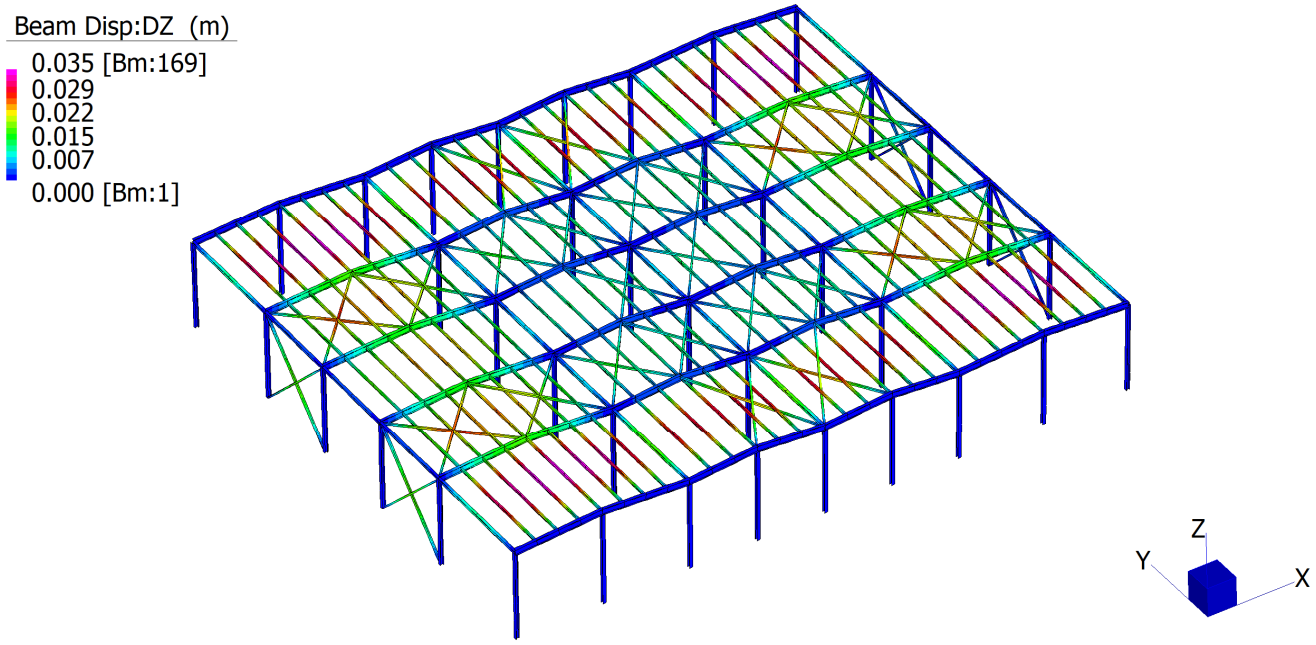


Figura 16 –Deformate verticali inviluppo combinazioni SLE

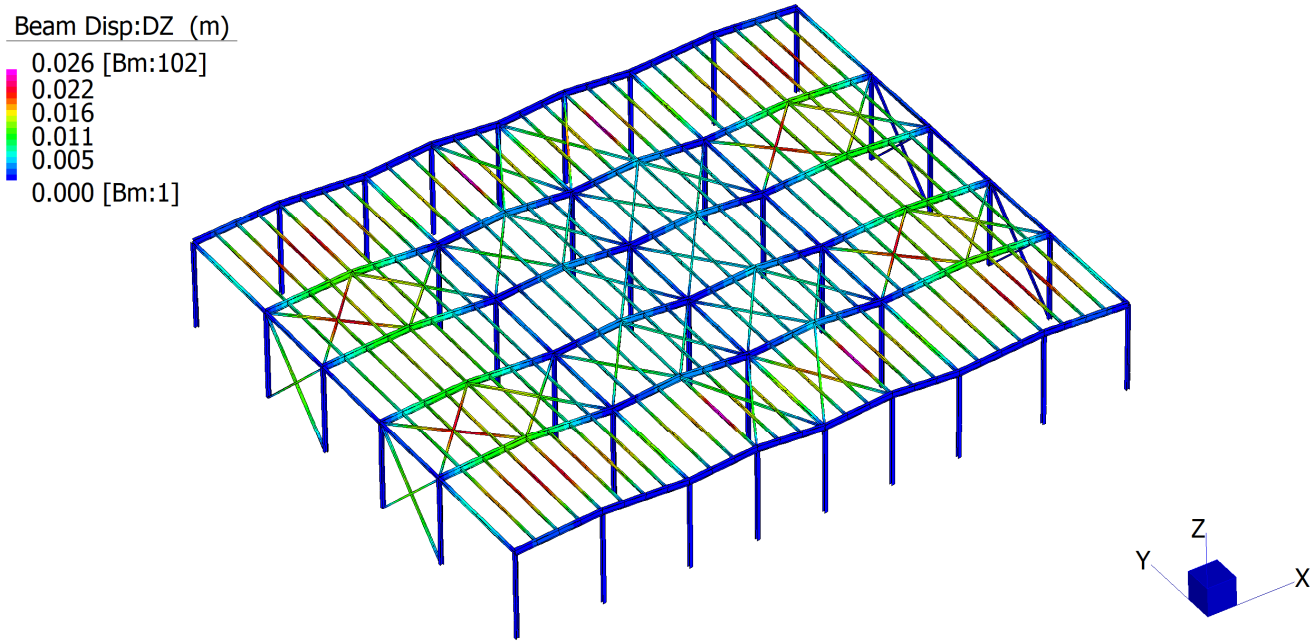


Figura 17 –Deformate verticali inviluppo combinazioni SLO

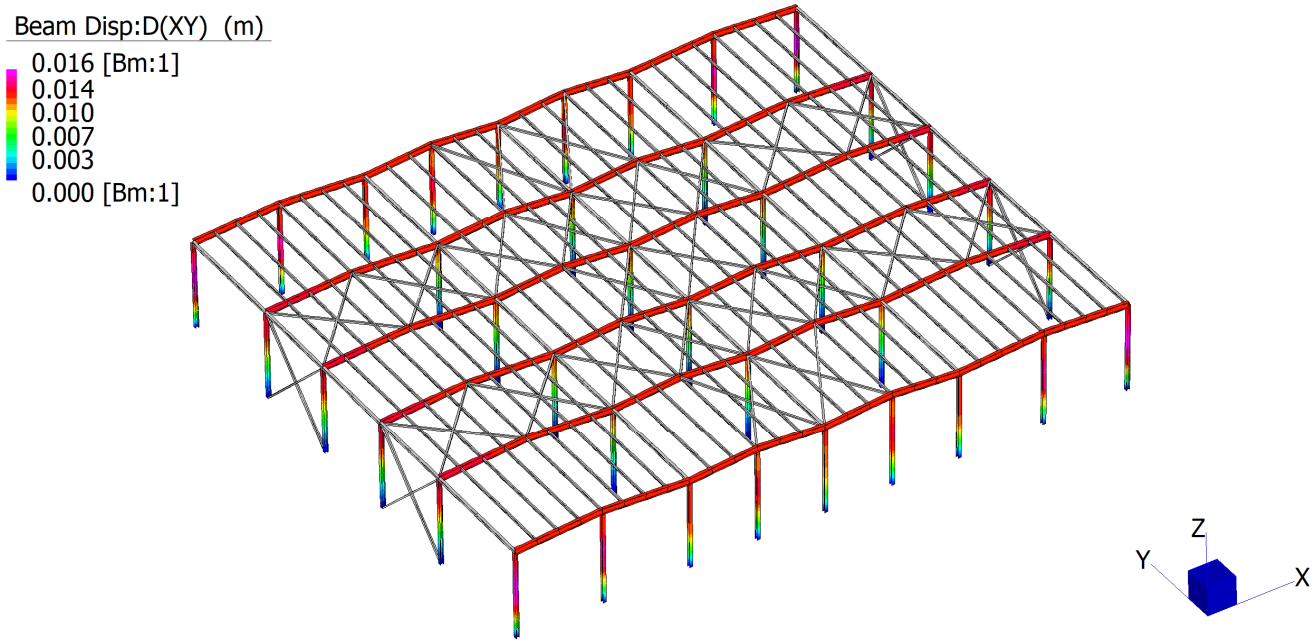


Figura 18 –Deformate orizzontali inviluppo combinazioni SLE

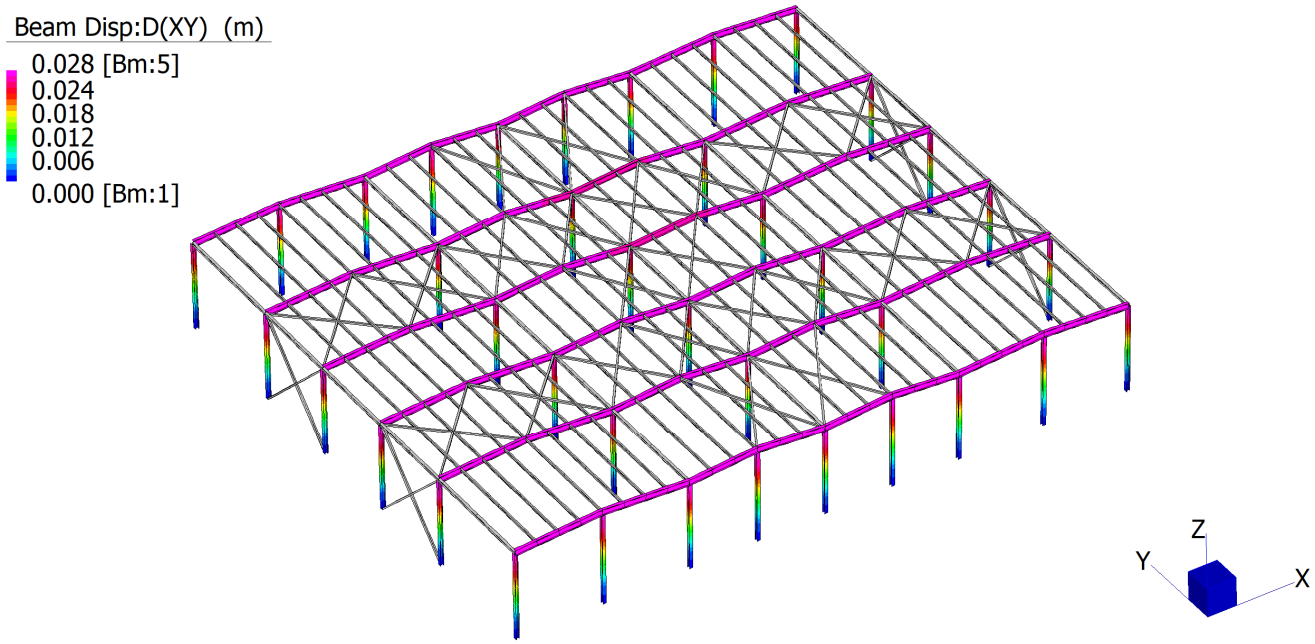


Figura 19 –Deformate orizzontali inviluppo combinazioni SLO

7.2. Sforzi assiali

Si riportano nel seguito gli inviluppi degli sforzi assiali SLU e SLV sugli elementi principali:

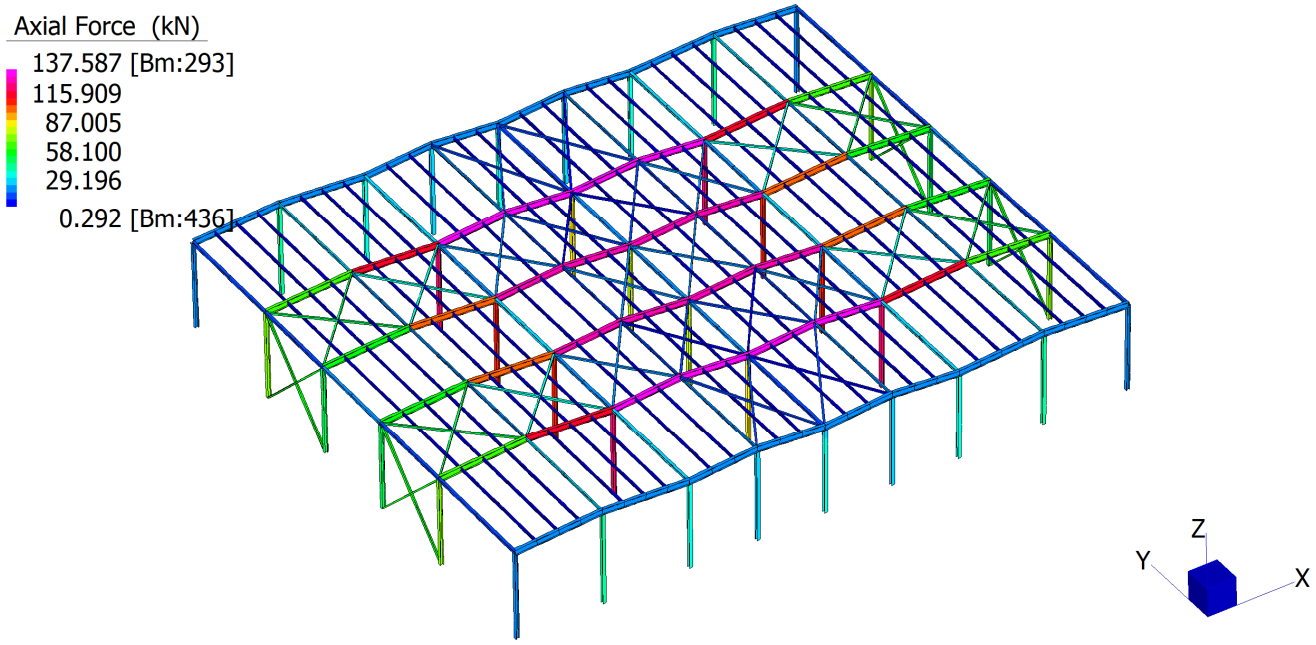


Figura 20 –Sforzi assiali inviluppo combinazioni SLU

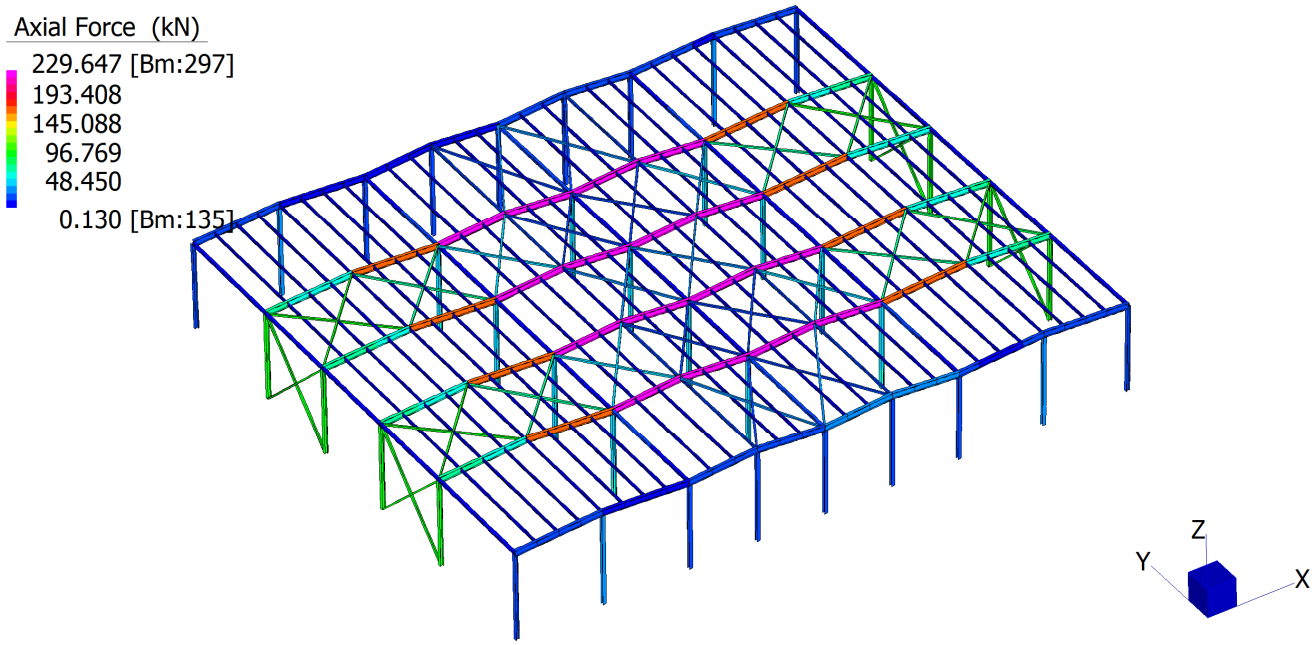


Figura 21 –Sforzi assiali inviluppo combinazioni SLV

7.3. Sforzi di taglio

Si riportano nel seguito gli inviluppi degli sforzi di taglio SLU e SLV sugli elementi principali:

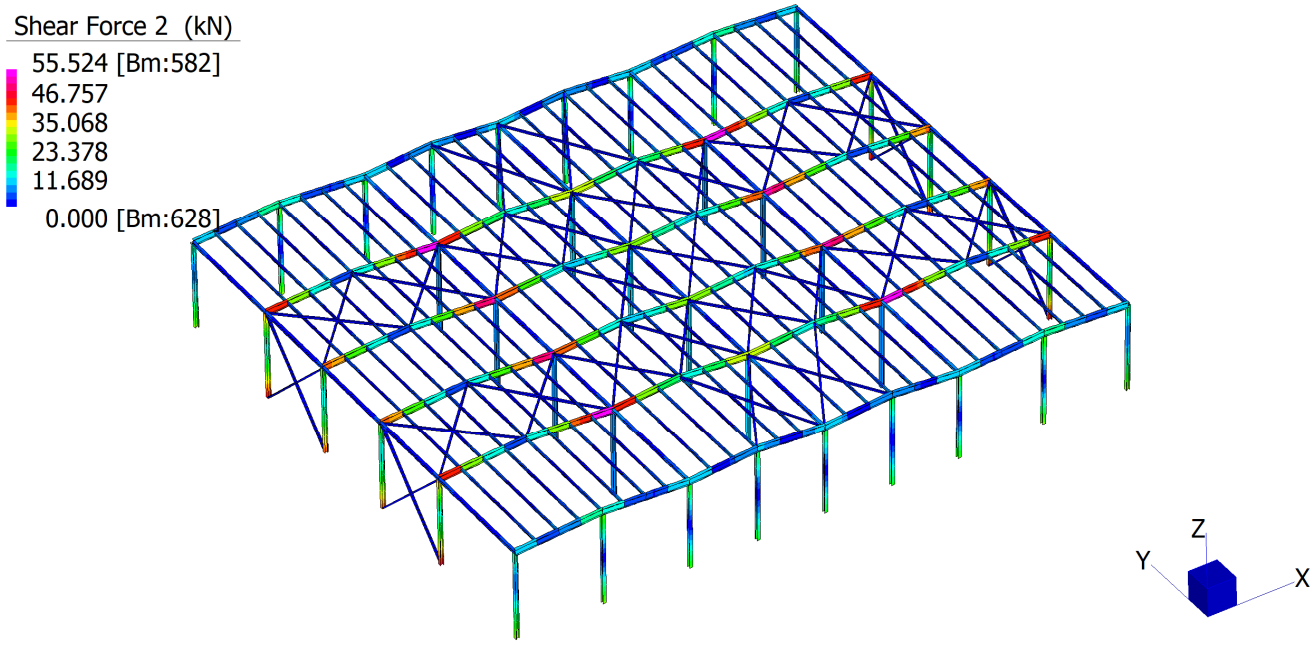


Figura 22 –Sforzi di taglio inviluppo combinazioni SLU

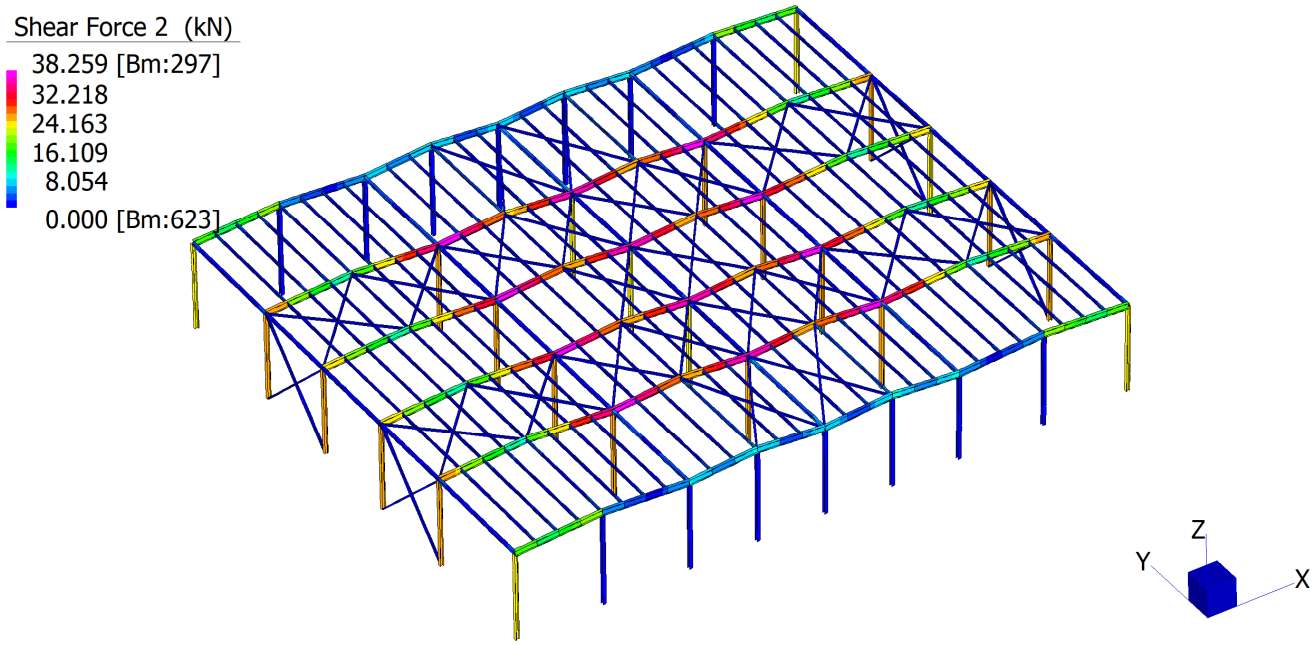


Figura 23 –Sforzi di taglio inviluppo combinazioni SLV

7.4. Momenti flettenti

Si riportano nel seguito gli inviluppi momenti flettenti SLU e SLV sugli elementi principali:

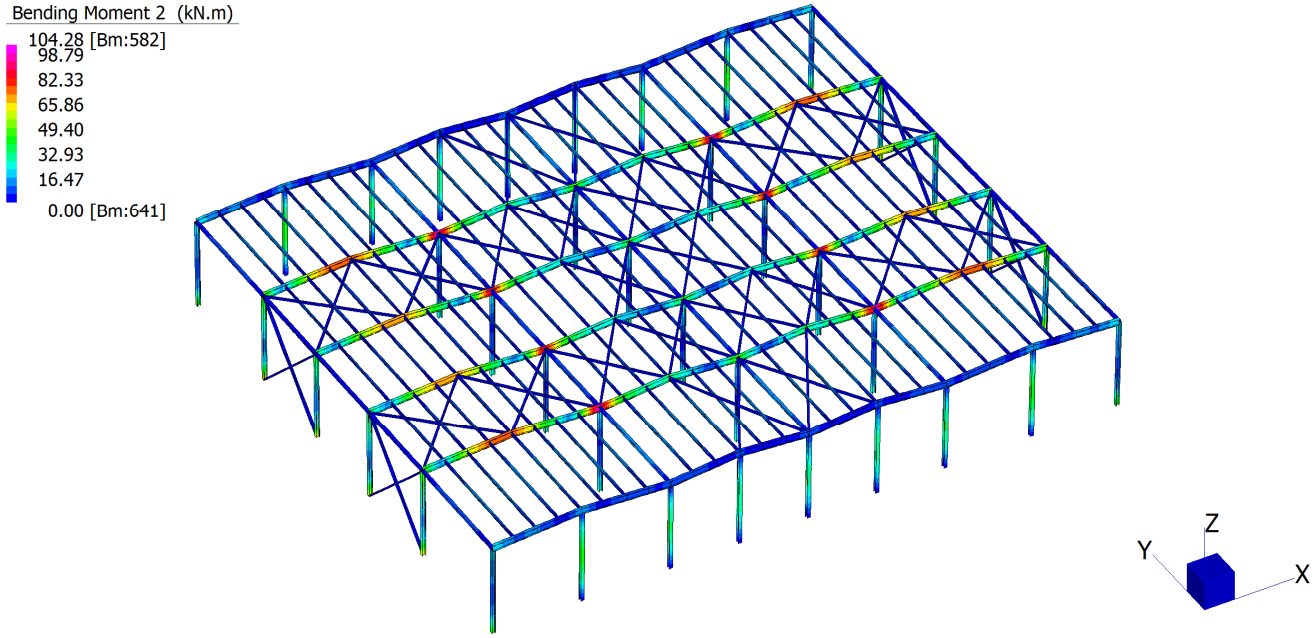


Figura 24 –Momenti flettenti inviluppo combinazioni SLU

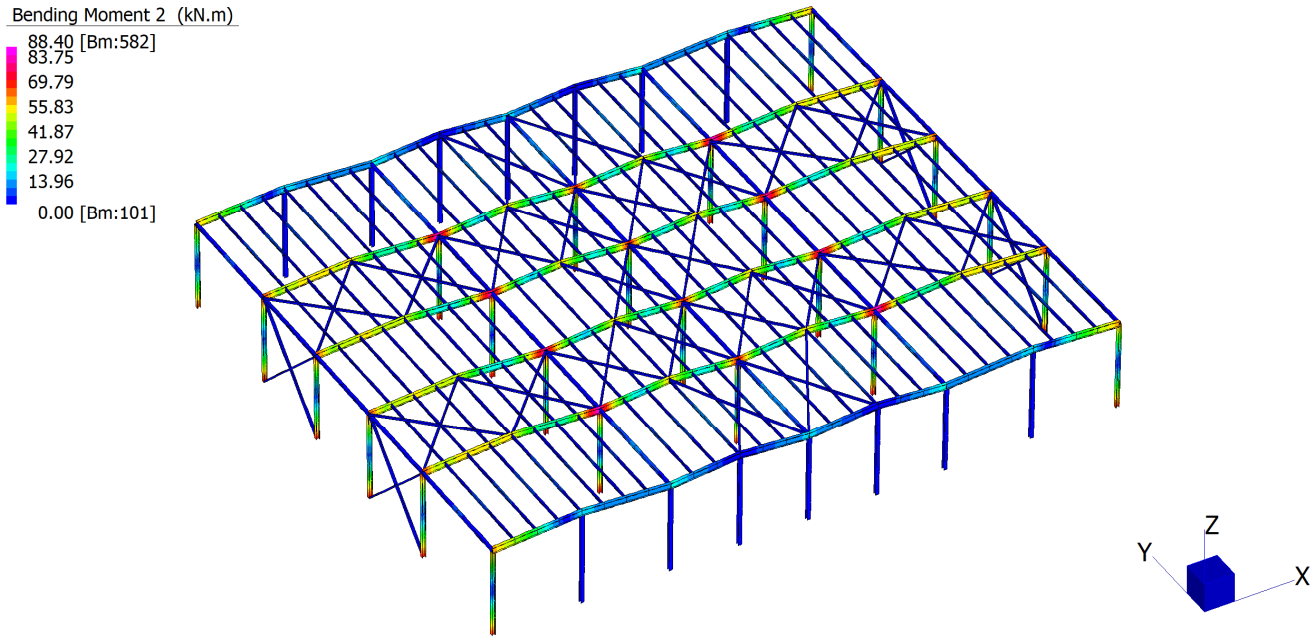


Figura 25 –Momenti flettenti inviluppo combinazioni SLV

7.5. Azioni in fondazione

Si riportano al presente paragrafo le azioni agenti in fondazione derivanti dal modello di calcolo delle strutture in elevazione opportunamente corrette con i coefficienti previsti al capitolo 7.2.5 delle NTC'18.

Le azioni sono state suddivise per facilità di calcolo in:

- Reazioni verticali in condizioni statiche [kN]

- Reazioni verticali in condizioni sismiche [kN]

- Momenti massimi in condizioni statiche [kN m]

- Momenti massimi in condizioni sismiche [kN m]

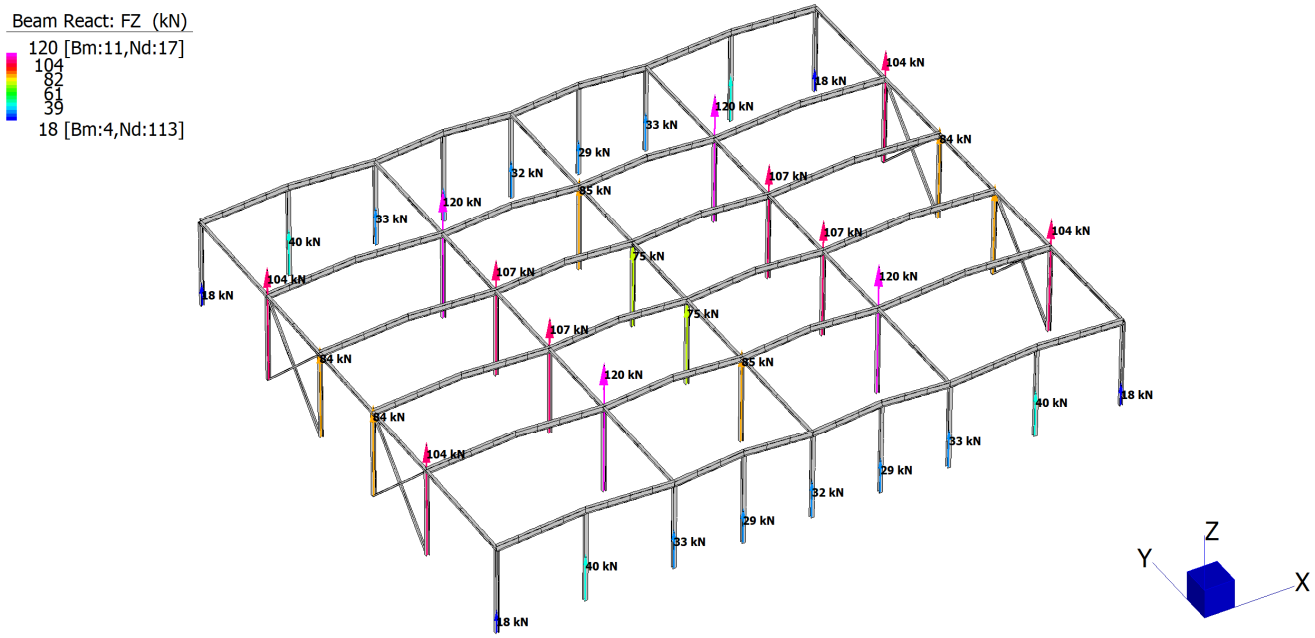


Figura 26 –Reazioni verticali in condizioni statiche

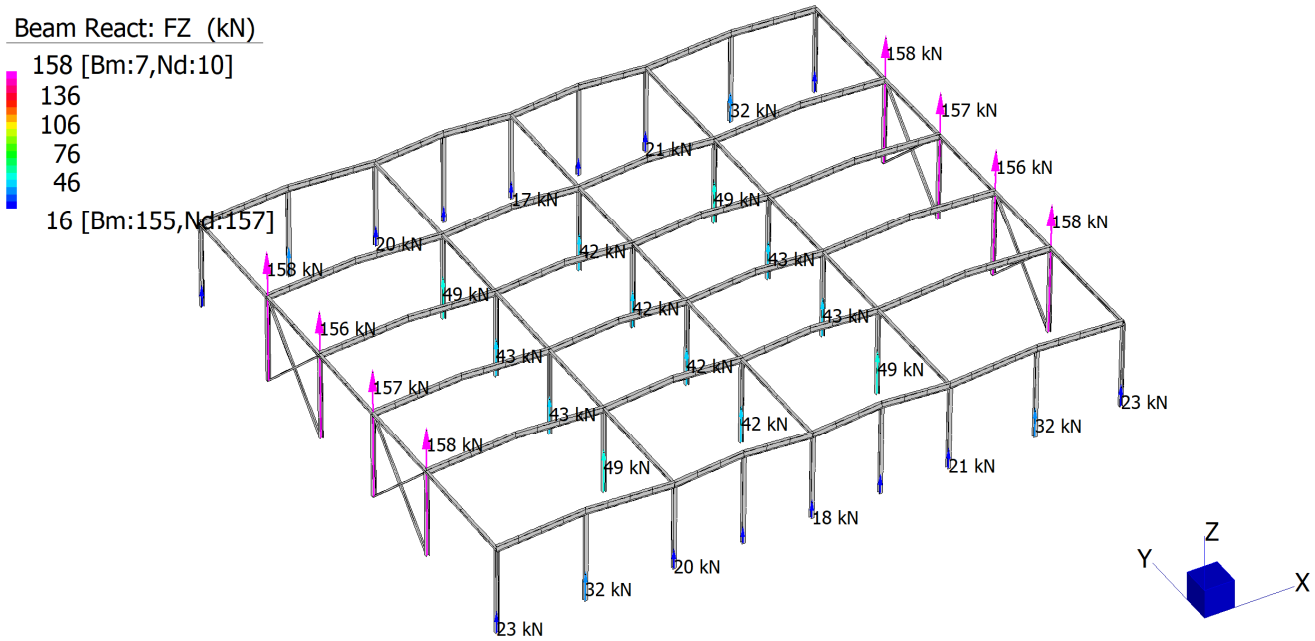


Figura 27 –Reazioni verticali in condizioni sismiche

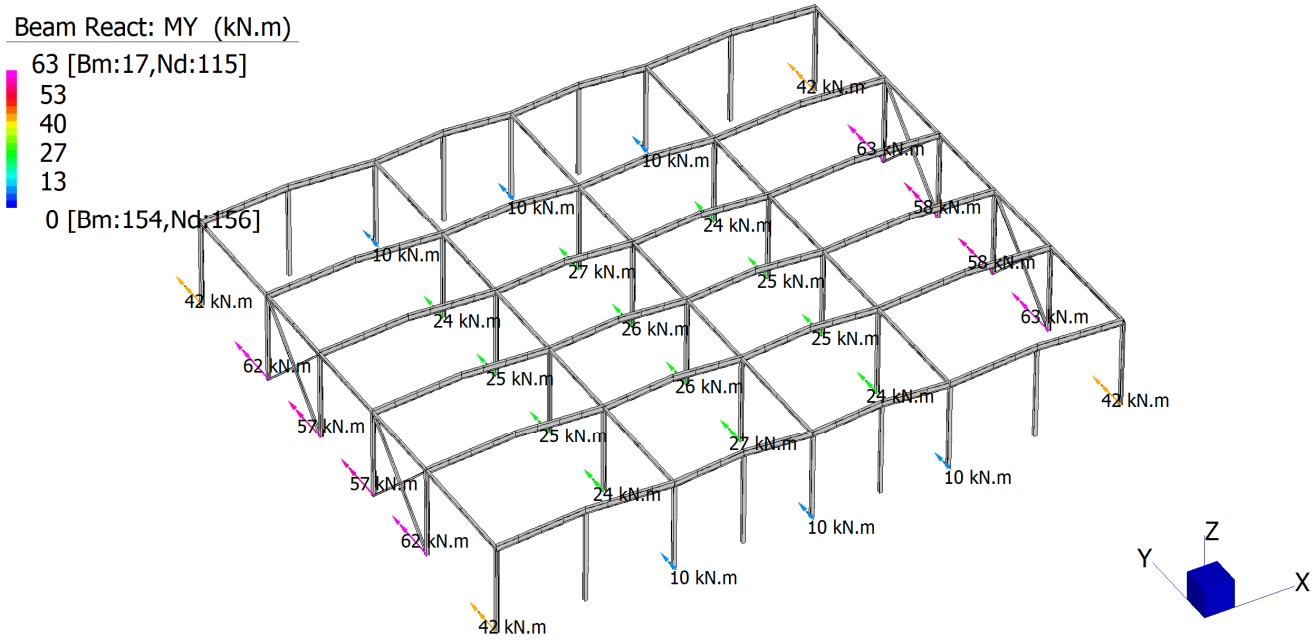


Figura 28 –Momenti di incastro in condizioni statiche

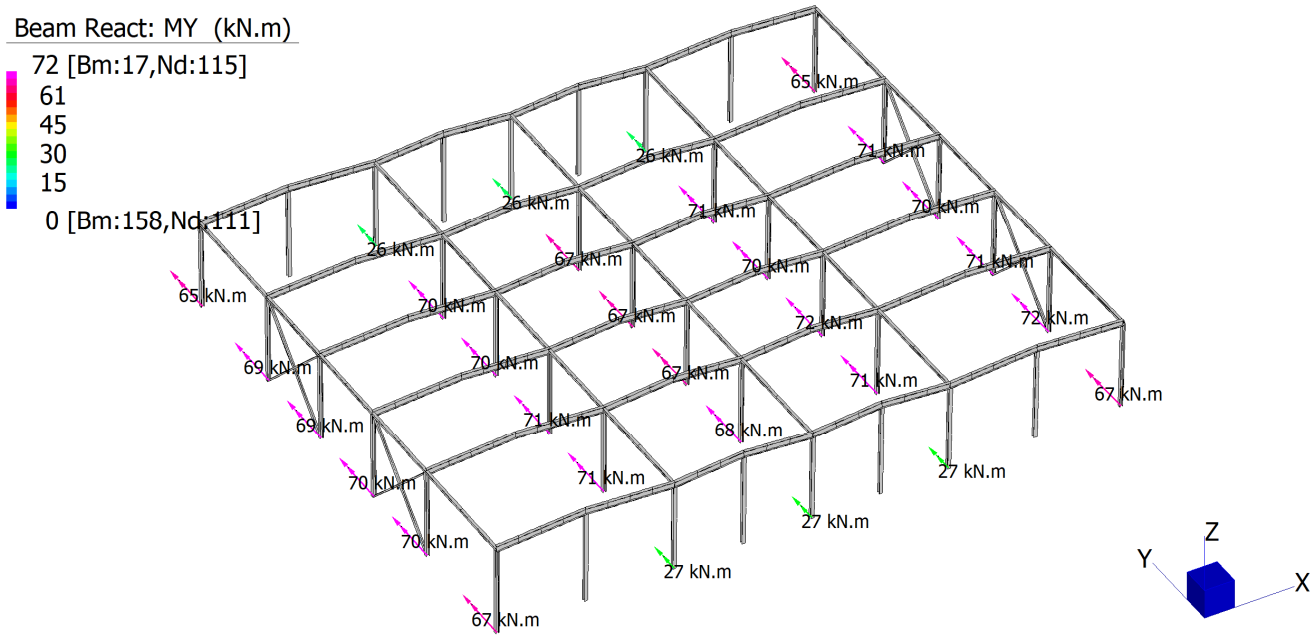


Figura 29 –Momenti di incastro in condizioni sismiche

Tali azioni verranno elaborate nella relazione specialistica (rif. AI015P-E-LL-00-GEO-RE-02-A) relativa alla disciplina geotecnica.

7.6. Modi di vibrare

Nel presente paragrafo si analizzano i modi di vibrare della struttura che fornisce una valutazione globale sul comportamento del sistema soggetto a sisma.

Le tabelle presentate elencano i primi 20 modi di vibrare della struttura ordinati dal periodo più alto al più basso, riportando allo stesso tempo la percentuale di massa eccitata nelle due direzioni principali dell'edificio.

Dallo studio delle deformate dei modi di vibrare con elevata massa partecipante si evidenzia un comportamento prevalentemente traslazionale. Modi di vibrare di questo tipo evidenziano un buon comportamento globale della struttura che nel suo complesso manifesta un comportamento di insieme senza picchi di deformazione per modi di vibrare con periodi alti.

MODE PARTICIPATION FOR TRANSLATIONAL EXCITATION

Mode	Frequency (Hz)	Modal Mass (Eng)	Modal Stiff (Eng)	PF-X (%)	PF-Y (%)	PF-Z (%)
1	1.7245E+00	5.5922E+04	6.5653E+06	97.685	0.000	0.000
2	2.9365E+00	1.1196E+04	3.8113E+06	0.000	0.000	0.000
3	3.0900E+00	5.6423E+04	2.1268E+07	0.000	74.521	0.000
4	3.2234E+00	7.9577E+03	3.2641E+06	0.000	0.000	0.088
5	3.2358E+00	8.2470E+03	3.4089E+06	0.000	7.354	0.000
6	3.2611E+00	1.1223E+04	4.7120E+06	0.055	0.043	0.000
7	3.3306E+00	1.2110E+04	5.3033E+06	0.000	0.000	0.000
8	3.4401E+00	6.2220E+03	2.9069E+06	0.024	0.055	0.000
9	4.1129E+00	1.5220E+04	1.0164E+07	1.885	0.000	0.003
10	4.2397E+00	1.2764E+02	9.0575E+04	0.010	0.001	0.131
11	4.2819E+00	1.2875E+02	9.3194E+04	0.003	0.014	0.102
12	4.3380E+00	5.5739E+03	4.1409E+06	0.000	0.000	0.183
13	4.3388E+00	5.5750E+03	4.1432E+06	0.000	0.000	0.001
14	4.4204E+00	5.4802E+03	4.2275E+06	0.000	0.000	0.002
15	4.4597E+00	4.6927E+03	3.6847E+06	0.000	0.000	0.002
16	4.4740E+00	3.5812E+03	2.8300E+06	0.079	0.000	0.007
17	4.4997E+00	3.5420E+03	2.8312E+06	0.000	0.025	0.000
18	4.5193E+00	3.2320E+03	2.6061E+06	0.000	0.001	8.327
19	4.5569E+00	3.8904E+03	3.1893E+06	0.097	0.046	0.085
20	4.7225E+00	1.0825E+03	9.5308E+05	0.002	0.002	0.492
TOTAL TRANSLATIONAL MASS PARTICIPATION FACTORS				99.842	82.063	9.424

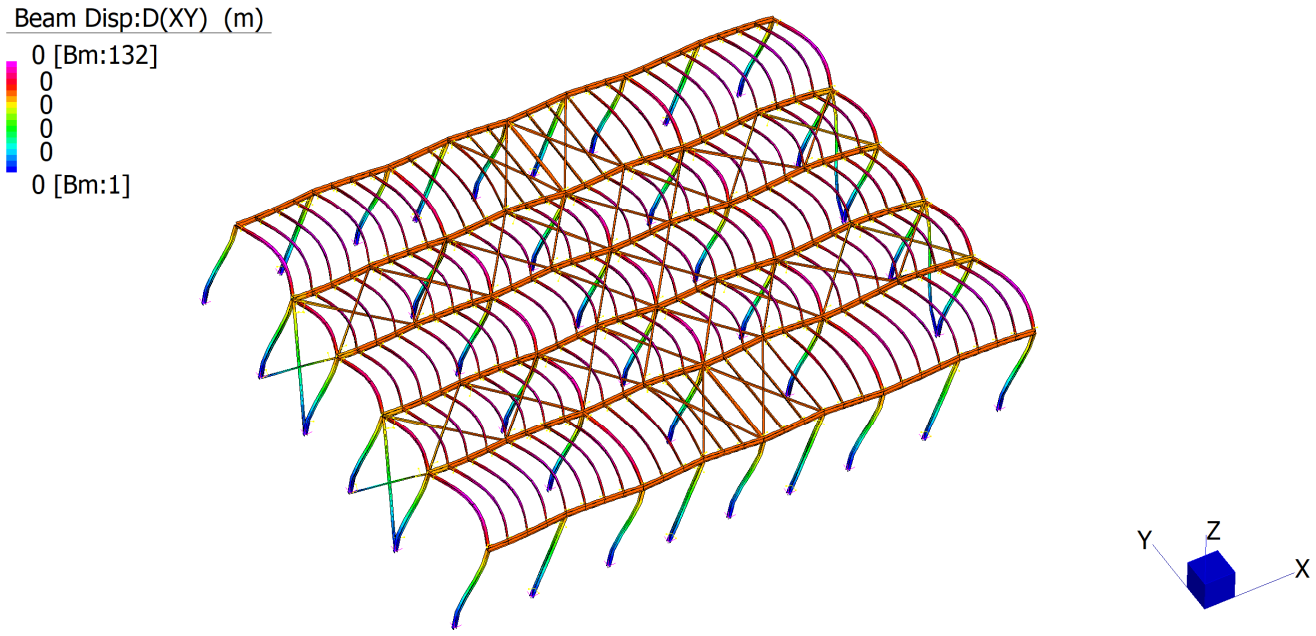


Figura 30 – LATERALE – Modo di vibrare 1

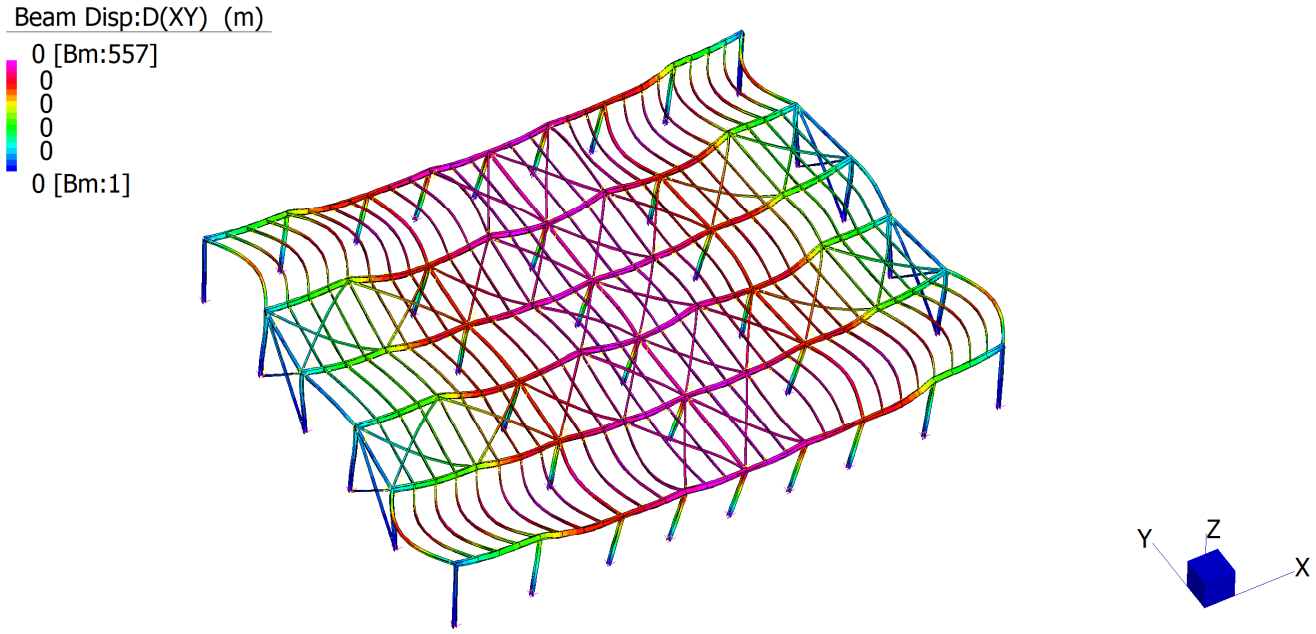


Figura 31 – LATERALE – Modo di vibrare 3

8. GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTAZIONE DEI RISULTATI

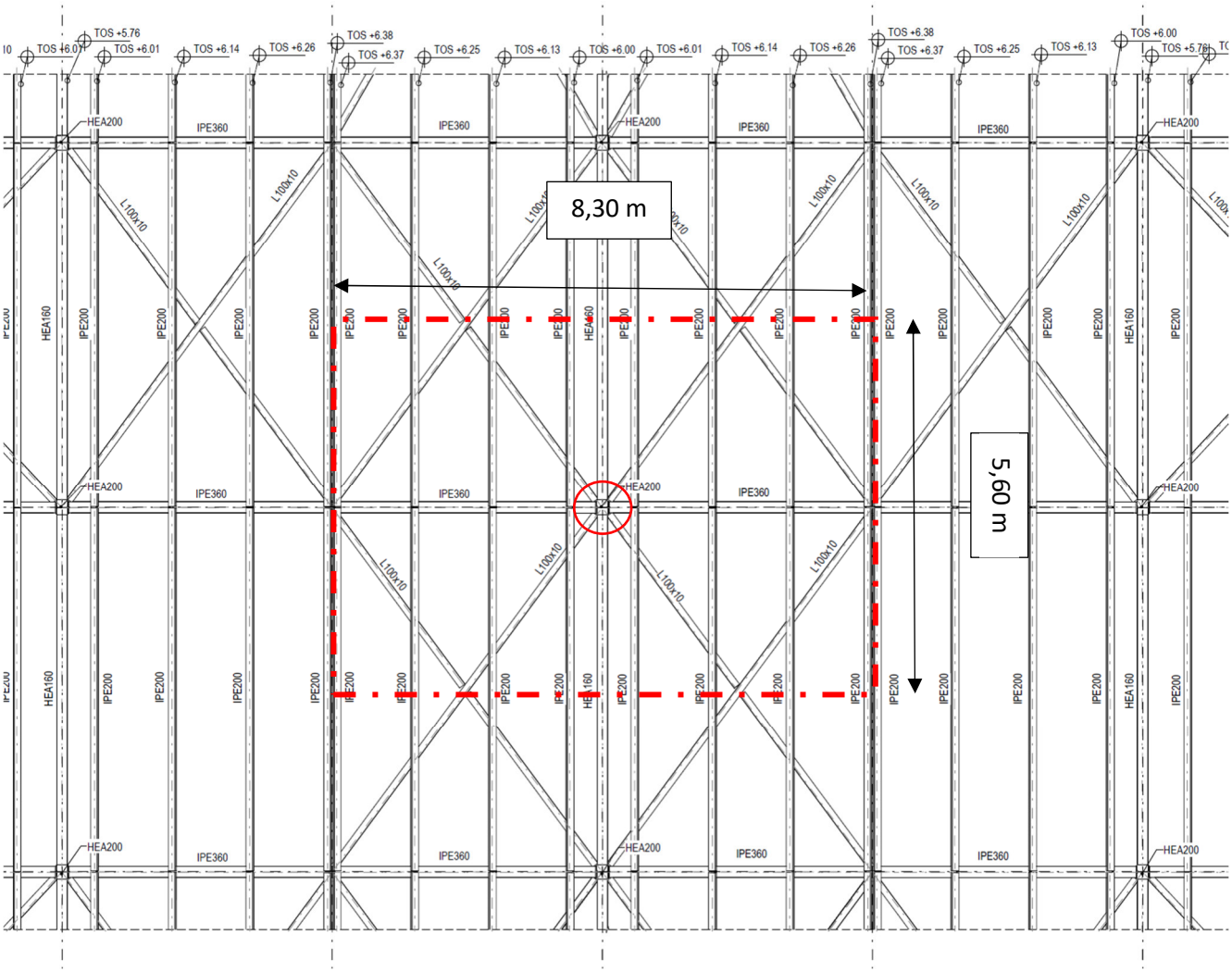
Nel presente capitolo si eseguono dei calcoli manuali da confrontare con i risultati ottenuti dal programma di calcolo per verificare la correttezza delle elaborazioni eseguite.

Per eseguire tali confronti si prende in considerazione:

- Lo sforzo normale agente su una colonna in combinazione SLU;
- Il taglio totale alla base della struttura in combinazione sismica SLV.

8.1. Sforzo normale su colonna

Si fa riferimento ad un pilastro in posizione centrale, sul quale agiscono i carichi verticali derivanti dall'area di influenza interessata.



L'area di influenza dei carichi su tale colonna è pari a:

$$A_{inf} = 8{,}30 * 5{,}60 = 46{,}48\ m^2$$

Il carico di superfice, in combinazione SLU con solo carico variabile da neve, che insiste sull'area di influenza individuata è pari a:

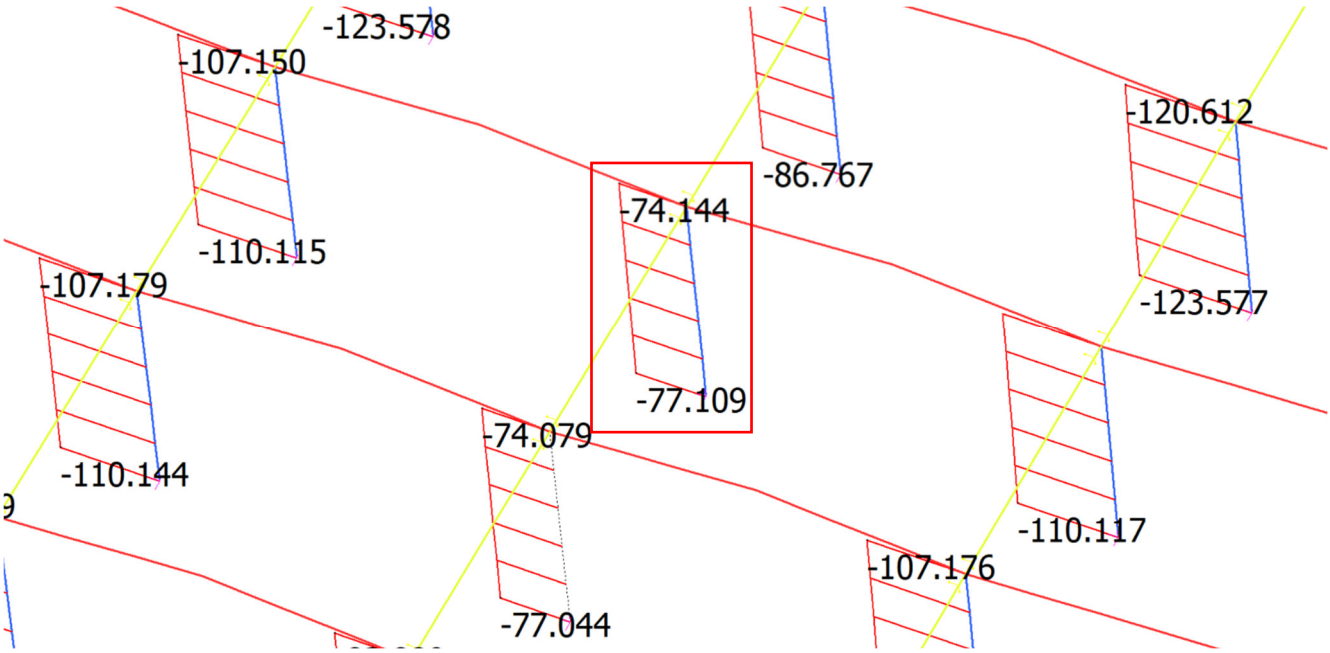
$$q_{SLU} = 1{,}5 * 0{,}40 + 1{,}5 * 0{,}55 = 1{,}43\ kN/m^2$$

Il peso degli elementi modellati che scaricano sulla colonna è di seguito riportato per tipo di elemento:

	$Peso\ totale$	$Coefficiente\ \gamma_{G1}$	$Peso\ per\ analisi$
$Trave\ IPE360$	$4{,}74\ kN$	1,3	$6{,}16\ kN$
$Arcarecci\ IPE200$	$6{,}27\ kN$	1,3	$8{,}15\ kN$
$Trave\ HEA160$	$1{,}70\ kN$	1,3	$2{,}21\ kN$
$Colonna\ HEA200$	$2{,}33\ kN$	1,3	$3{,}03\ kN$
			$19{,}55\ kN$

Lo sforzo normale totale derivante dai calcoli sopra riportati viene di seguito confrontato con lo sforzo normale derivante dall'analisi numerica eseguita con il programma di calcolo:

$Calcolo\ manuale$	$N_{Ed} = 85{,}09\ kN$	$+10\ \%$
$Calcolo\ numerico$	$N_{Ed} = 77{,}11\ kN$	



La sollecitazione derivata dal calcolo manuale differisce dal calcolo automatico per un valore di circa il 10%.

8.2. Taglio totale alla base

Per verificare che la forzante sismica determinata dal programma di calcolo sia corretta si effettuerà un controllo sul tagliante totale alla base determinato mediante un calcolo manuale.

La seguente tabella riporta la massa sismica totale suddivisa per i vari elementi partecipanti:

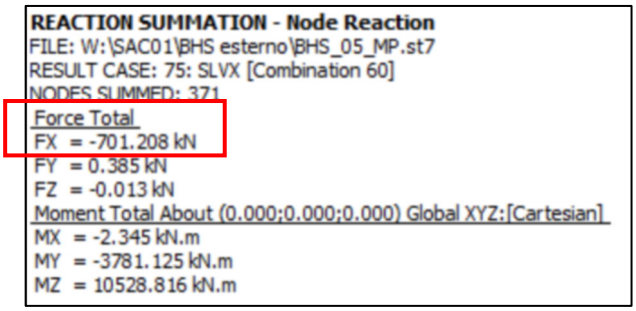
$Pacchetto\ di\ copertura$	$37{,}50 * 31{,}20 * 0{,}40 = 468{,}00\ kN$
$Travi$	$405{,}33\ kN$
$Metà\ peso\ pilastri$	$\frac{89{,}56}{2} = 44{,}78\ kN$
$\boldsymbol{Massa\ sismica\ totale}$	$\boldsymbol{918{,}11\ kN}$

Dall'analisi modale si evince che il periodo di riferimento per la determinazione dell'azione sismica ricade nel tratto del plateau dello spettro di progetto. Si ricava il valore dell'accelerazione agente:

$$a_g/_g = 0{,}772$$

Il tagliante sismico alla base derivante da queste valutazioni è quindi pari a:

$$F_{sismica} = 918{,}11 * 0{,}772 = 708{,}78\ kN$$


REACTION SUMMATION - Node Reaction
FILE: W:\SAC01\BHS esterno\BHS_05_MP.st7
RESULT CASE: 75: SLVX [Combination 60]
NODES SUMMED: 371
Force Total
FX = -701.208 kN
FY = 0.385 kN
FZ = -0.013 kN
Moment Total About (0.000;0.000;0.000) Global XYZ:[Cartesian]
MX = -2.345 kN.m
MY = -3781.125 kN.m
MZ = 10528.816 kN.m

La seguente tabella riporta il confronto tra il taglio alla base determinato dal software e i il taglio determinato da semplice calcolo manuale:

$Calcolo\ manuale$	$F_{sismica} = 708{,}78\ kN$
$Calcolo\ numerico$	$F_{sismica} = 701{,}28\ kN$
$Differenza$	$+1{,}07\%$

Le differenze tra i valori sono inferiori al 2%.

9. VERIFICA ELEMENTI STRUTTURALI

9.1. Colonne

9.1.1. Resistenza - SLU/SLV

PROP. 1 - BEAM n. 13 - SEZIONE IN X = 0.00

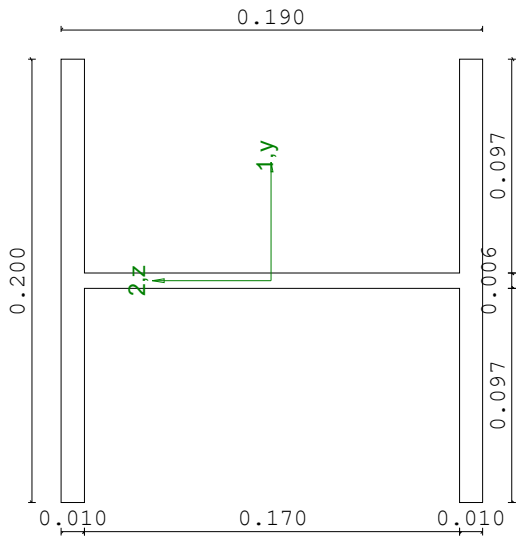
Grp.: COLONNE Trave: 13 Prop.: 1 Sez.in: 0.00		
Cmb 58	M1 = 0.00 N = -48.56 V2 = -30.49	M2 = 84.49 V1 = 0.01 MT = 1.17e-03

Sezione a I				
D = 0.1900	B1 = 0.2000	T1 = 0.0100	T2 = 0.0100	T3 = 0.0065
		B2 = 0.2000		

Area	= 5.38e-03
I11	= 3.69e-05
I22	= 1.34e-05

VERIFICA DI RESISTENZA
Classe = Classe 3
σ_{VM} = 2.27e05
F_R = 0.67

VERIFICA DI STABILITA'
Classe = Classe 3
F_{inst-N} = 0.08
$F_{inst-PF,y}$ = 0.78
$F_{inst-PF,z}$ = 0.33



PARAMETRI STATICI DELLA SEZIONE

Altezza totale	D	=	0.19	m
Base inferiore	B1	=	0.20	m
Spessore flangia inferiore	T1	=	0.01	m
Spessore flangia superiore	T2	=	0.01	m
Spessore anima	T3	=	6.50e-03	m
Base superiore	B2	=	0.20	m

Posizione del baricentro elastico	$x_{1G,el}$	= 0.10	m
	$x_{2G,el}$	= 0.10	m

Posizione del baricentro plastico		$x_{1G,pl}$	= 0.10	m
		$x_{2G,pl}$	= 0.10	m
Distanza baricentro - centro di taglio		$x_{1CT}-x_{1G}$	= 0.00	m
		$x_{2CT}-x_{2G}$	= 0.00	m
Area della sezione		A =	5.38e-03	m²
Momento d'inerzia	asse 1	I_{11} =	3.69e-05	m⁴
	asse 2	I_{22} =	1.34e-05	m⁴
	asse 3	J =	1.49e-07	m⁴
Momento polare rispetto il centro di taglio		I_p =	5.03e-05	m⁴
Costante di ingobbamento		I_ω =	1.08e-07	m⁶
Raggio giratore	asse 1	i_{11} =	0.08	m
	asse 2	i_{22} =	0.05	m
Modulo di resistenza elastico	superiore	$W_{1\ sup,el}$ =	3.88e-04	m³
	inferiore	$W_{1\ inf,el}$ =	3.88e-04	m³
Modulo di resistenza elastico	destro	$W_{2\ dx,el}$ =	1.34e-04	m³
	sinistro	$W_{2\ sx,el}$ =	1.34e-04	m³
Modulo di resistenza plastico	asse 1	$W_{1,pl}$ =	4.07e-04	m³
	asse 2	$W_{2,pl}$ =	2.02e-04	m³
Area di taglio	asse 1	$A_{V1,pl}$ =	4.00e-03	m²
	asse 2	$A_{V2,pl}$ =	1.45e-03	m²

CARATTERISTICHE DELL'ASTA:

Lunghezza			5.50	m
Molt. per inflessione	asse 1	β_1 =	1.00	
	asse 2	β_2 =	1.00	
	asse 3	β_3 =	1.00	

Attributi per il calcolo di instabilità

	Diagramma	ψ	k_c	m_{LT}	C_m
Piano 1	Tipo 2	0.00	0.75	0.60	0.60
Piano 2	Tipo 2	-0.99	0.60	0.44	0.40

CARATTERISTICHE DEL MATERIALE:

Tipo di acciaio		S355		
Lavorazione		Laminata		
Modulo di elasticità		E =	210.00	GPa
Tensione di snervamento	(t < 40mm)	f_y =	3.55e05	kPa
Tensione di rottura	(t < 40mm)	f_u =	5.10e05	kPa
Tensione di snervamento	(t > 40mm)	f_y =	3.35e05	kPa
Tensione di rottura	(t > 40mm)	f_u =	4.70e05	kPa
Coefficiente di sicurezza del materiale		γ_{M0} =	1.05	
Coefficiente di sicurezza all'instabilità		γ_{M1} =	1.05	

SOLLECITAZIONI:

Sforzo normale		AF =	-4.86e01	kN
Sforzo di taglio	direzione 1	V1 =	1.30e-02	kN
	direzione 2	V2 =	-3.05e01	kN
Momento flettente	direzione 1	M1 =	0.00e00	kNm
	direzione 2	M2 =	8.45e01	kNm
Momento torcente		MT =	1.17e-03	kNm

VERIFICA DI RESISTENZA (N.T.C.2018 - § 4.2.4.1.2):

Classe della sezione per la sollecitazione considerata:
Cl = Classe 3

Punto maggiormente sollecitato	y =	0.00	m
	z =	0.00	m

Tensione da pressoflessione		σ_{pf} =	-2.27e05	kPa
Tensione tangenziale massima		τ_{max} =	25919.87	kPa
Tensione ideale	$\sigma_{VM} = \sqrt{(\sigma_{pf}^2+3\tau_{max}^2)}$	σ_{VM} =	2.27e05	kPa
	σ_{VM}/f_d	F_R =	0.67	Verificato

VERIFICA DI STABILITÀ (N.T.C.2018 - § 4.2.4.1.3):

Classe della sezione per la sollecitazione considerata:

Cl = Classe 3

Sforzo normale	N_{ED} =	-4.86e01	kN
Momento flettente	$M_{z,ED}$ =	7.17e-02	kNm
	$M_{y,ED}$ =	8.45e01	kNm

Tabella dei carichi critici

Asse	Carico critico P_{cr} [kN]	Lunghezza libera ℓ_0 [m]	Snellezza adimensionale λ^*	Coefficiente riduttivo χ
y	2528.25	5.50	0.87	0.68
z	918.12	5.50	1.44	0.33
θ	2082.34	5.50	0.96	0.56
min	918.12		1.44	0.33

	M_{cr} [kNm]	ℓ_0 [m]	λ^*_{LT}	χ_{LT}
fless.tors.	411.16	5.50	0.58	0.90

Resistenza assiale	minimo	$N_{b,Rd}$ =	6.07e02	kN
	asse y	$N_{b,y,Rd}$ =	1.24e03	kN
	asse z	$N_{b,z,Rd}$ =	6.07e02	kN
Resistenza flessionale	asse y	$M_{b,y,Rd}$ =	1.18e02	kNm
	asse z	$M_{z,Rd}$ =	4.53e01	kNm

Coefficiente di interazione

k_{yy} =	0.41	
k_{yz} =	0.41	
k_{zy} =	0.97	
k_{zz} =	0.63	

Verifica di Instabilità a Compressione

$N_{Ed}/N_{b,Rd} \leq 1$	F_{I-N} =	0.08	(Verificato)

Verifica di Instabilità a Pressoflessione

$(N_{Ed}/N_{b,y,Rd}) + k_{yy}(M_{y,Ed}/M_{b,y,Rd}) + k_{yz}(M_{z,Ed}/M_{z,Rd}) \leq 1$	$F_{R-PF,y}$ =	0.33	(Verificato)
$(N_{Ed}/N_{b,z,Rd}) + k_{zy}(M_{y,Ed}/M_{b,y,Rd}) + k_{zz}(M_{z,Ed}/M_{z,Rd}) \leq 1$	$F_{R-PF,z}$ =	0.78	(Verificato)

9.1.2. Deformabilità - SLE

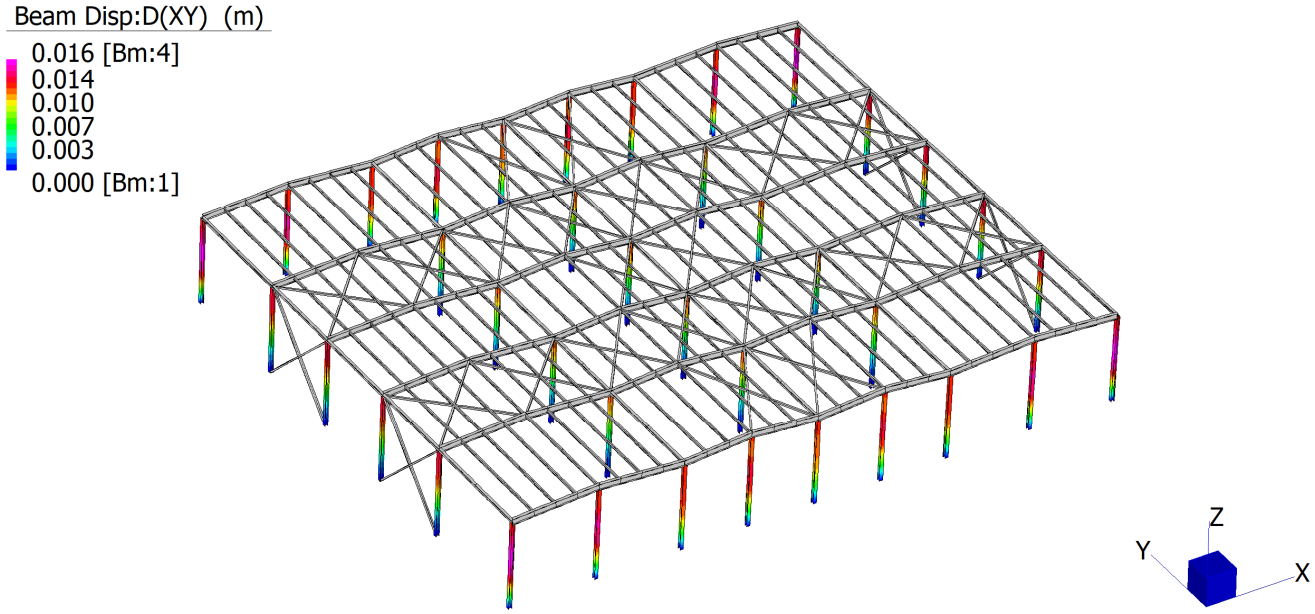


Figura 32 – Deformata orizzontale SLE

	m
H	5.5
H/300	0.018
ΔH_{SLE}	0.016
check	OK

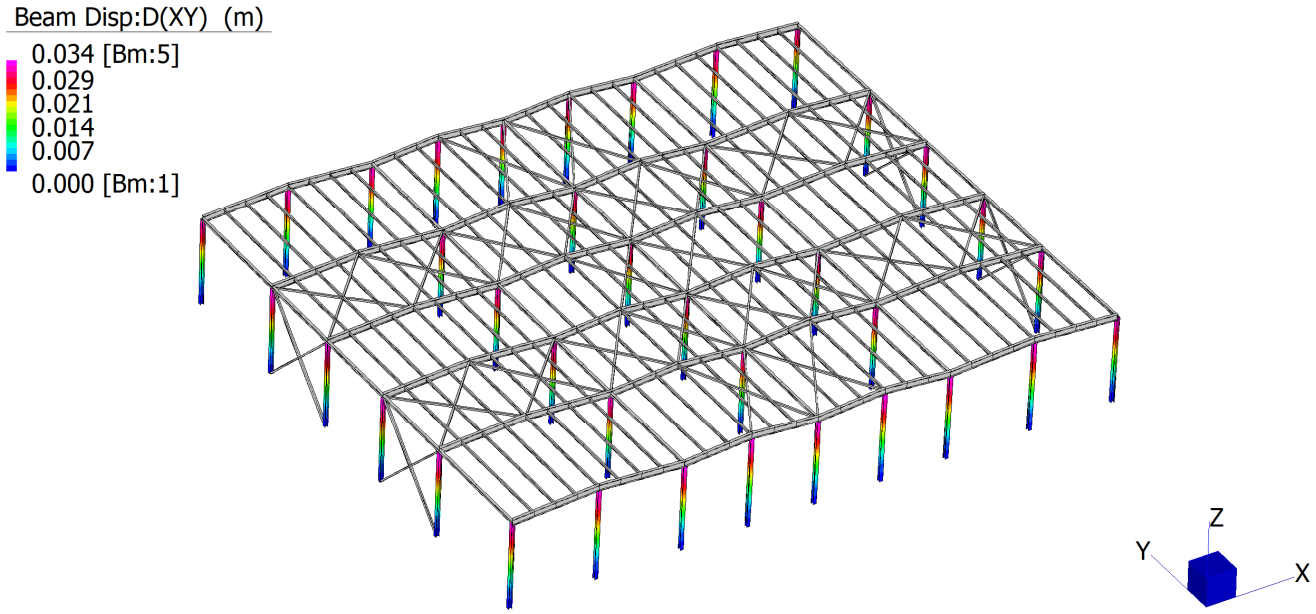


Figura 33 – Deformata orizzontale SLO

	m
H	5.5
2H/300	0.037
ΔH_{SLE}	0.034
check	OK

9.2. Arcarecci

9.2.1. Resistenza - SLU/SLV

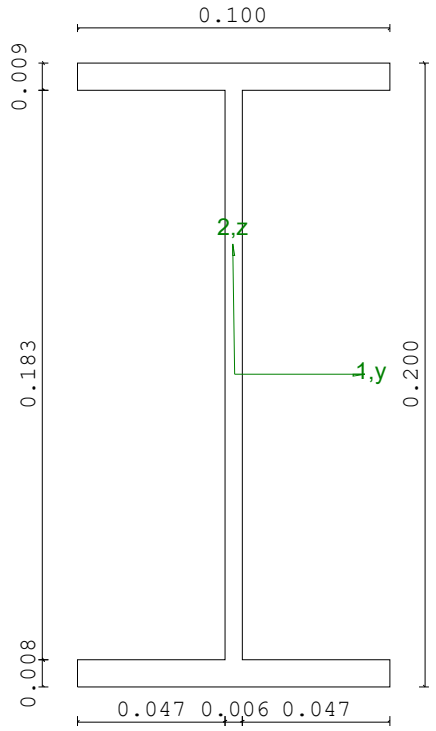
PROP. 3 - BEAM n. 47 - SEZIONE IN X = 0.00

Grp.: ARCARECCI Trave: 47 Prop.: 3 Sez.in: 0.00		
Cmb 19	M1 = 0.00	M2 = 0.00
	N = 0.10	V1 = -0.02
	V2 = 7.96	MT = -2.14e-04

Sezione a I

D = 0.2000 B1 = 0.1000 T1 = 0.0085 T2 = 0.0085 T3 = 0.0056
B2 = 0.1000

Area	= 2.85e-03
I11	= 1.94e-05
I22	= 1.42e-06



VERIFICA DI RESISTENZA:

Classe	= Tesa
F_{R-PF}	= 0.00
F_{R-V}	= 0.03
F_{R-T}	= 0.00
$F_{R-\tau}$	= 0.04

VERIFICA DI STABILITA':

Classe	= Classe 1
F_{I-N}	= 0.00
$F_{PF,y}$	= 0.87
$F_{PF,z}$	= 0.92

PARAMETRI STATICI DELLA SEZIONE

Altezza totale	D	=	0.20	m
Base inferiore	B1	=	0.10	m
Spessore flangia inferiore	T1	=	8.50e-03	m
Spessore flangia superiore	T2	=	8.50e-03	m
Spessore anima	T3	=	5.60e-03	m
Base superiore	B2	=	0.10	m

Posizione del baricentro elastico	$x_{1G,el}$	= 0.05	m
	$x_{2G,el}$	= 0.10	m
Posizione del baricentro plastico	$x_{1G,pl}$	= 0.05	m
	$x_{2G,pl}$	= 0.10	m
Distanza baricentro - centro di taglio	$x_{1CT}-x_{1G}$	= 0.00	m
	$x_{2CT}-x_{2G}$	= 0.00	m

Area della sezione		A =	2.85e-03	m²
Momento d'inerzia	asse 1	I_{11} =	1.94e-05	m⁴
	asse 2	I_{22} =	1.42e-06	m⁴
	asse 3	J =	5.17e-08	m⁴
Momento polare rispetto il centro di taglio		I_p =	9.37e-06	m⁴
Costante di ingobbamento		I_ω =	1.30e-08	m⁶
Raggio giratore	asse 1	i_{11} =	0.08	m
	asse 2	i_{22} =	0.02	m
Modulo di resistenza elastico	superiore	$W_{1\ sup,el}$ =	1.94e-04	m³
	inferiore	$W_{1\ inf,el}$ =	1.94e-04	m³
Modulo di resistenza elastico	destro	$W_{2\ dx,el}$ =	2.84e-05	m³
	sinistro	$W_{2\ sx,el}$ =	2.84e-05	m³
Modulo di resistenza plastico	asse 1	$W_{1,pl}$ =	2.10e-04	m³
	asse 2	$W_{2,pl}$ =	4.39e-05	m³
Area di taglio	asse 1	$A_{V1,pl}$ =	1.70e-03	m²
	asse 2	$A_{V2,pl}$ =	1.23e-03	m²

CARATTERISTICHE DELL'ASTA:

Lunghezza			7.20	m
Molt. per inflessione	asse 1	β_1 =	1.00	
	asse 2	β_2 =	1.00	
	asse 3	β_3 =	1.00	

Attributi per il calcolo di instabilità

	Diagramma	ψ	k_c	m_{LT}	C_m
Piano 1	Tipo 6	0.00	0.86	0.85	0.90
Piano 2	Tipo 3	0.00	0.94	0.93	0.95

CARATTERISTICHE DEL MATERIALE:

Tipo di acciaio		S355		
Lavorazione		Laminata		
Modulo di elasticità		E =	210.00	GPa
Tensione di snervamento	(t < 40mm)	f_y =	3.55e05	kPa
Tensione di rottura	(t < 40mm)	f_u =	5.10e05	kPa
Tensione di snervamento	(t > 40mm)	f_y =	3.35e05	kPa
Tensione di rottura	(t > 40mm)	f_u =	4.70e05	kPa
Coefficiente di sicurezza del materiale		γ_{M0} =	1.05	
Coefficiente di sicurezza all'instabilità		γ_{M1} =	1.05	

SOLLECITAZIONI:

Sforzo normale		AF =	1.00e-01	kN
Sforzo di taglio	direzione 1	V1 =	-2.29e-02	kN
	direzione 2	V2 =	7.96e00	kN
Momento flettente	direzione 1	M1 =	0.00e00	kNm
	direzione 2	M2 =	0.00e00	kNm
Momento torcente		MT =	-2.14e-04	kNm

VERIFICA DI RESISTENZA (EN 1993-1-1 § 6.2):

Classe della sezione per la sollecitazione considerata:
Cl = Tesa

Asse con inerzia maggiore		y-y =	1-1	
Asse con inerzia minore		z-z =	2-2	
Resistenza assiale		N_{Rd} =	963.57	kN
Resistenza tagliante	asse y	$V_{pl,y,Rd}$ =	240.05	kN
riduzione per la torsione		coeff =	1.00	

		$V_{pl,y,T,Rd}$ =	240.03	kN
Resistenza tagliante	asse z	$V_{pl,z,Rd}$ =	331.84	kN
riduzione per la torsione		coeff =	1.00	
		$V_{pl,z,T,Rd}$ =	331.81	kN
Resistenza flessionale	asse y	$M_{y,Rd}$ =	70.88	kNm
riduzione per il taglio		coeff =	1.00	
		$M_{y,V,Rd}$ =	70.88	kNm
Resistenza flessionale	asse z	$M_{z,Rd}$ =	14.85	kNm
riduzione per il taglio		coeff =	1.00	
		$M_{z,V,Rd}$ =	14.85	kNm
Resistenza torsionale elastica		T_{Rd} =	1.19	kNm

Verifica di Resistenza plastica a Presso-Flessione

$F_{R,PF}(N_{Ed}, M_{y,Ed}, M_{z,Ed}) \leq 1$ — F_{R-PF} = 0.00 Verificato

$|M_{y,Ed}/M_{Ny,Rd}|^{\alpha} + |M_{z,Ed}/M_{Nz,Rd}|^{\beta} \leq 1$ — F_{R-exp} = ---

α = 2.00, β = 1.00

Verifica di Resistenza plastica a Taglio

$(V_{y,Ed}/V_{y,Rd}) + (V_{z,Ed}/V_{z,Rd}) \leq 1$ — F_{R-V} = 0.03 Verificato

Verifica di Resistenza elastica a Torsione

$(T_{Ed}/T_{Rd}) \leq 1$ — F_{R-T} = 0.00 Verificato

Verifica di Resistenza elastica delle tensioni tangenziali

$\tau_{Ed} \cdot \sqrt{(3)} \cdot \gamma_{M0}/f_y \leq 1$ — $F_{R-\tau}$ = 0.04 Verificato

VERIFICA DI STABILITÀ :

Classe della sezione per la sollecitazione considerata:

Cl = Classe 1

Sforzo normale	N_{ED} = 1.00e-01	kN
Momento flettente	$M_{z,ED}$ = -8.23e-02	kNm
	$M_{y,ED}$ = 1.43e01	kNm

Tabella dei carichi critici

Asse	Carico critico P_{cr} [kN]	Lunghezza libera ℓ_0 [m]	Snellezza adimensionale λ^*	Coefficiente riduttivo χ
y	776.83	7.20	1.14	0.57
z	56.77	7.20	4.22	0.05
θ	1430.09	7.20	0.84	0.77
min	56.77		4.22	0.05
	M_{cr} [kNm]	ℓ_0 [m]	λ^*_{LT}	χ_{LT}
fless.tors.	18.46	7.20	2.01	0.22

Resistenza assiale	minimo	$N_{b,Rd}$ =	5.15e01	kN
	asse y	$N_{b,y,Rd}$ =	5.47e02	kN
	asse z	$N_{b,z,Rd}$ =	5.15e01	kN
Resistenza flessionale	asse y	$M_{b,y,Rd}$ =	1.57e01	kNm
	asse z	$M_{z,Rd}$ =	1.49e01	kNm
Coefficiente di interazione		k_{yy} =	0.95	
		k_{yz} =	0.54	
		k_{zy} =	1.00	
		k_{zz} =	0.90	

Verifica di Instabilità a Compressione

$N_{Ed}/N_{b,Rd} \leq 1$ — F_{I-N} = 0.00 (Verificato)

Verifica di Instabilità a Pressoflessione

$(N_{Ed}/N_{b,y,Rd}) + k_{yy}(M_{y,Ed}/M_{b,y,Rd}) + k_{yz}(M_{z,Ed}/M_{z,Rd}) \leq 1$ — $F_{R-PF,y}$ = 0.87 (Verificato)

$(N_{Ed}/N_{b,z,Rd}) + k_{zy}(M_{y,Ed}/M_{b,y,Rd}) + k_{zz}(M_{z,Ed}/M_{z,Rd}) \leq 1$ — $F_{R-PF,z}$ = 0.92 (Verificato)

9.2.2. Deformabilità - SLE

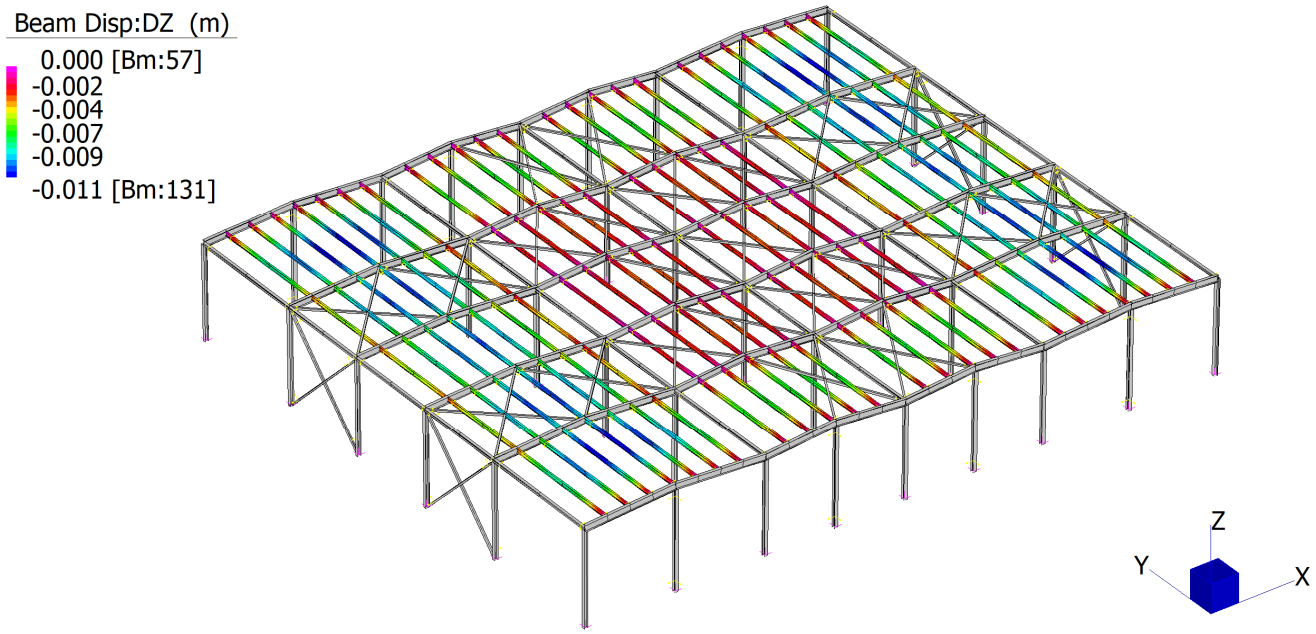


Figura 34 – Deformata verticale G1+G2

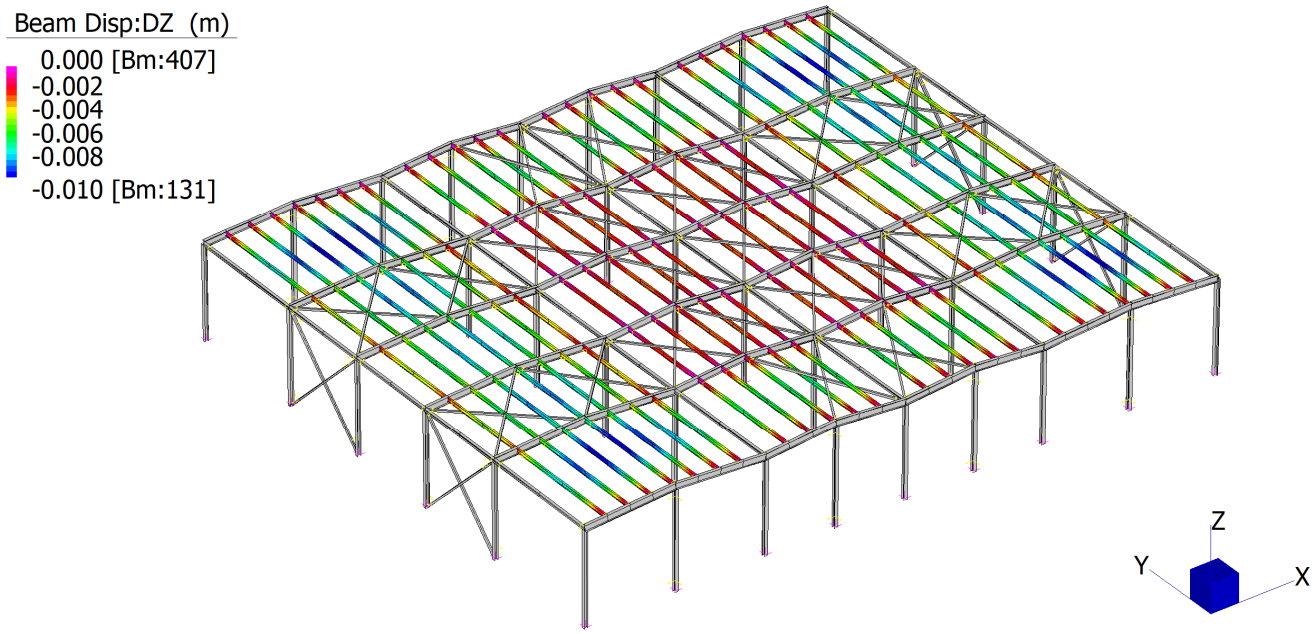


Figura 35 – Deformata verticale N

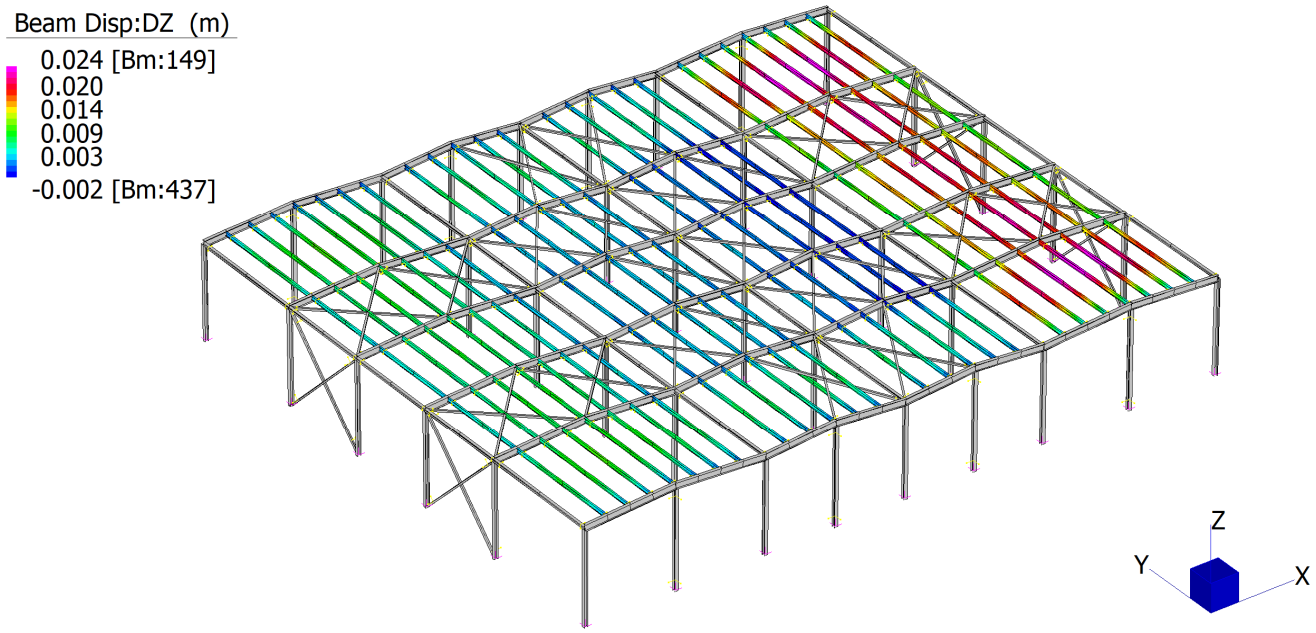


Figura 36 – Deformata verticale W

L =	7.2	m	luce				
f_{G1+G2} =	-11	mm	freccia carichi permanenti				
f_N =	-10	mm	freccia carico da neve				
f_W =	24	mm	freccia carico da vento				
f_{contr} =	0	mm	controfreccia				
$\lvert f_{G1+G2} + f_{contr} + f_N \rvert$ =	21	mm	<	L/200 =	36	mm	OK
$\lvert f_{G1+G2} + f_{contr} + f_W \rvert$ =	13	mm	<	L/200 =	36	mm	OK
f_N =	10	mm	<	L/250 =	28.8	mm	OK
f_W =	24	mm	<	L/250 =	28.8	mm	OK
L =	5.6	m	luce				
f_{G1+G2} =	-6	mm	freccia carichi permanenti				
f_N =	-6	mm	freccia carico da neve				
f_W =	10	mm	freccia carico da vento				
f_{contr} =	0	mm	controfreccia				
$\lvert f_{G1+G2} + f_{contr} + f_N \rvert$ =	12	mm	<	L/200 =	28	mm	OK
$\lvert f_{G1+G2} + f_{contr} + f_W \rvert$ =	4	mm	<	L/200 =	28	mm	OK
f_N =	6	mm	<	L/250 =	22.4	mm	OK
f_W =	10	mm	<	L/250 =	22.4	mm	OK

9.3. Travi Banchina

9.3.1. Resistenza - SLU/SLV

PROP. 4 - BEAM n. 121 - SEZIONE IN X = 0.00

Grp.: TRAVI BANCHINA Trave: 121 Prop.: 4 Sez.in: 0.00		
Cmb 59	M1 = -10.78	M2 = 4.03
	N = 0.24	V1 = 3.00
	V2 = -0.12	MT = 2.57e-03

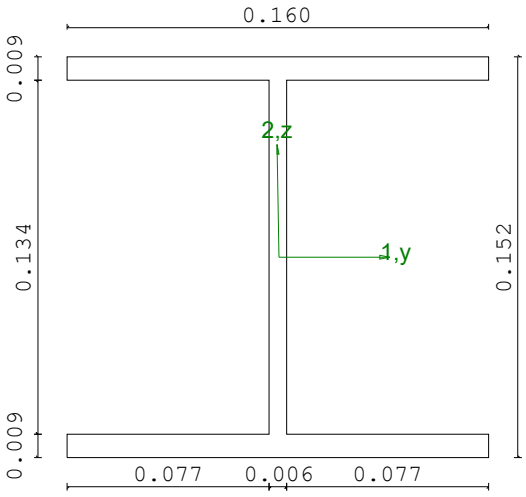
Sezione a I

D = 0.1520 B1 = 0.1600 T1 = 0.0090 T2 = 0.0090 T3 = 0.0060
B2 = 0.1600

Area	= 3.88e-03
I11	= 1.67e-05
I22	= 6.16e-06

VERIFICA DI RESISTENZA
Classe = Classe 3
σ_{VM} = 1.58e05
F_R = 0.47

VERIFICA DI STABILITA'
Classe = Classe 3
F_{inst-N} = 0.00
$F_{inst-PF,y}$ = 0.31
$F_{inst-PF,z}$ = 0.37



PARAMETRI STATICI DELLA SEZIONE

Altezza totale	D	=	0.15	m
Base inferiore	B1	=	0.16	m
Spessore flangia inferiore	T1	=	9.00e-03	m
Spessore flangia superiore	T2	=	9.00e-03	m
Spessore anima	T3	=	6.00e-03	m
Base superiore	B2	=	0.16	m

Posizione del baricentro elastico	$x_{1G,el}$	= 0.08	m
	$x_{2G,el}$	= 0.08	m
Posizione del baricentro plastico	$x_{1G,pl}$	= 0.08	m
	$x_{2G,pl}$	= 0.08	m
Distanza baricentro - centro di taglio	$x_{1CT}-x_{1G}$	= 0.00	m
	$x_{2CT}-x_{2G}$	= 0.00	m

Area della sezione		A =	3.88e-03	m²
Momento d'inerzia	asse 1	I_{11} =	1.67e-05	m⁴
	asse 2	I_{22} =	6.16e-06	m⁴
	asse 3	J =	8.74e-08	m⁴
Momento polare rispetto il centro di taglio		I_p =	2.29e-05	m⁴
Costante di ingobbamento		I_ω =	3.14e-08	m⁶
Raggio giratore	asse 1	i_{11} =	0.07	m
	asse 2	i_{22} =	0.04	m
Modulo di resistenza elastico	superiore	$W_{1\ sup,el}$ =	2.20e-04	m³
	inferiore	$W_{1\ inf,el}$ =	2.20e-04	m³
Modulo di resistenza elastico	destro	$W_{2\ dx,el}$ =	7.70e-05	m³
	sinistro	$W_{2\ sx,el}$ =	7.70e-05	m³
Modulo di resistenza plastico	asse 1	$W_{1,pl}$ =	2.33e-04	m³
	asse 2	$W_{2,pl}$ =	1.16e-04	m³
Area di taglio	asse 1	$A_{V1,pl}$ =	2.88e-03	m²
	asse 2	$A_{V2,pl}$ =	1.05e-03	m²

CARATTERISTICHE DELL'ASTA:

Lunghezza			3.60	m
Molt. per inflessione	asse 1	β_1 =	1.00	
	asse 2	β_2 =	1.00	
	asse 3	β_3 =	1.00	

Attributi per il calcolo di instabilità

	Diagramma	ψ	k_c	m_{LT}	C_m
Piano 1	Tipo 2	0.00	0.75	0.60	0.60
Piano 2	Tipo 5	0.00	0.91	0.53	0.77

CARATTERISTICHE DEL MATERIALE:

Tipo di acciaio		S355		
Lavorazione		Laminata		
Modulo di elasticità		E =	210.00	GPa
Tensione di snervamento	(t < 40mm)	f_y =	3.55e05	kPa
Tensione di rottura	(t < 40mm)	f_u =	5.10e05	kPa
Tensione di snervamento	(t > 40mm)	f_y =	3.35e05	kPa
Tensione di rottura	(t > 40mm)	f_u =	4.70e05	kPa
Coefficiente di sicurezza del materiale		γ_{M0} =	1.05	
Coefficiente di sicurezza all'instabilità		γ_{M1} =	1.05	

SOLLECITAZIONI:

Sforzo normale		AF =	2.44e-01	kN
Sforzo di taglio	direzione 1	V1 =	3.00e00	kN
	direzione 2	V2 =	-1.17e-01	kN
Momento flettente	direzione 1	M1 =	-1.08e01	kNm
	direzione 2	M2 =	4.03e00	kNm
Momento torcente		MT =	2.57e-03	kNm

VERIFICA DI RESISTENZA (N.T.C.2018 - § 4.2.4.1.2):

Classe della sezione per la sollecitazione considerata:
Cl = Classe 3

Punto maggiormente sollecitato	y =	0.00	m
	z =	0.00	m
Tensione da pressoflessione	σ_{pf} =	1.58e05	kPa
Tensione tangenziale massima	τ_{max} =	1856.86	kPa
Tensione ideale $\sigma_{VM} = \sqrt{(\sigma_{pf}^2+3\tau_{max}^2)}$	σ_{VM} =	1.58e05	kPa

σ_{VM}/f_d F_R = 0.47 Verificato

VERIFICA DI STABILITÀ (N.T.C.2018 - § 4.2.4.1.3):

Classe della sezione per la sollecitazione considerata:

Cl = Classe 3

Sforzo normale N_{ED} = 2.44e-01 kN
Momento flettente $M_{z,ED}$ = -1.08e01 kNm
$M_{y,ED}$ = 4.03e00 kNm

Tabella dei carichi critici

Asse	Carico critico P_{cr} [kN]	Lunghezza libera ℓ_0 [m]	Snellezza adimensionale λ^*	Coefficiente riduttivo χ
y	2670.73	3.60	0.72	0.77
z	985.13	3.60	1.18	0.44
θ	2054.15	3.60	0.82	0.65
min	985.13		1.18	0.44
	M_{cr} [kNm]	ℓ_0 [m]	λ^*_{LT}	χ_{LT}
fless.tors.	204.19	3.60	0.62	0.88

Resistenza assiale minimo $N_{b,Rd}$ = 5.80e02 kN
asse y $N_{b,y,Rd}$ = 1.01e03 kN
asse z $N_{b,z,Rd}$ = 5.80e02 kN

Resistenza flessionale asse y $M_{b,y,Rd}$ = 6.56e01 kNm
asse z $M_{z,Rd}$ = 2.60e01 kNm

Coefficiente di interazione
k_{yy} = 0.77
k_{yz} = 0.77
k_{zy} = 1.00
k_{zz} = 0.60

Verifica di Instabilità a Compressione
$N_{Ed}/N_{b,Rd} \leq 1$ F_{I-N} = 0.00 (Verificato)
Verifica di Instabilità a Pressoflessione
$(N_{Ed}/N_{b,y,Rd}) + k_{yy}(M_{y,Ed}/M_{b,y,Rd}) + k_{yz}(M_{z,Ed}/M_{z,Rd}) \leq 1$ $F_{R-PF,y}$ = 0.37 (Verificato)
$(N_{Ed}/N_{b,z,Rd}) + k_{zy}(M_{y,Ed}/M_{b,y,Rd}) + k_{zz}(M_{z,Ed}/M_{z,Rd}) \leq 1$ $F_{R-PF,z}$ = 0.31 (Verificato)

9.3.2. Deformabilità - SLE

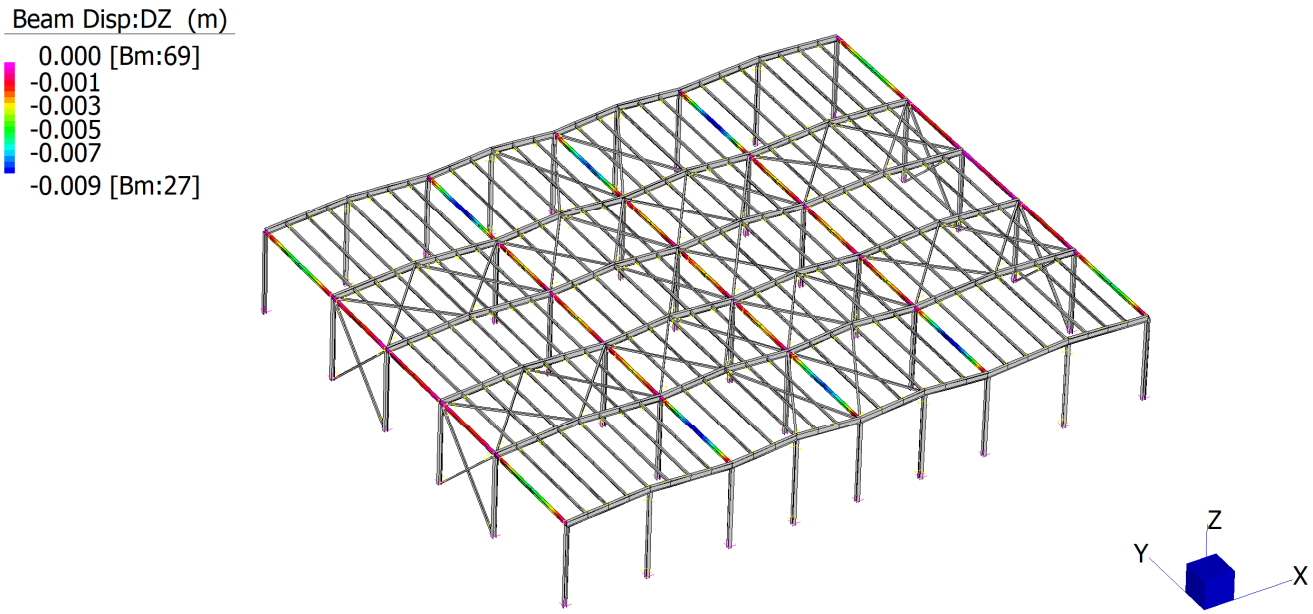


Figura 37 – Deformata verticale G1+G2

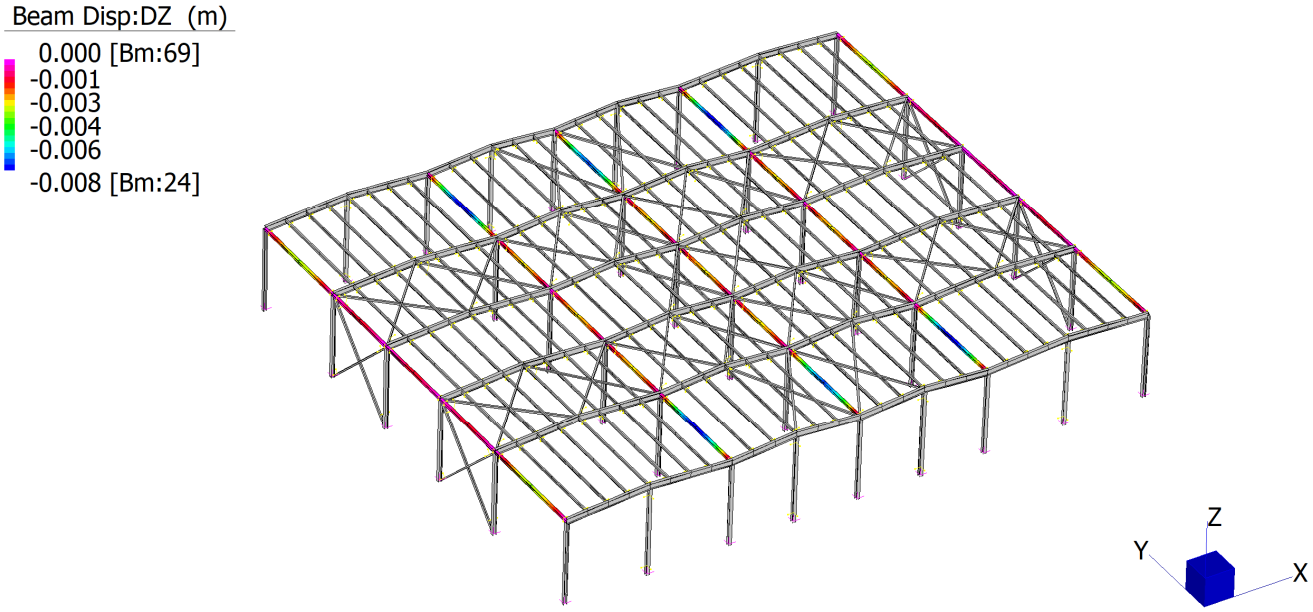


Figura 38 – Deformata verticale N

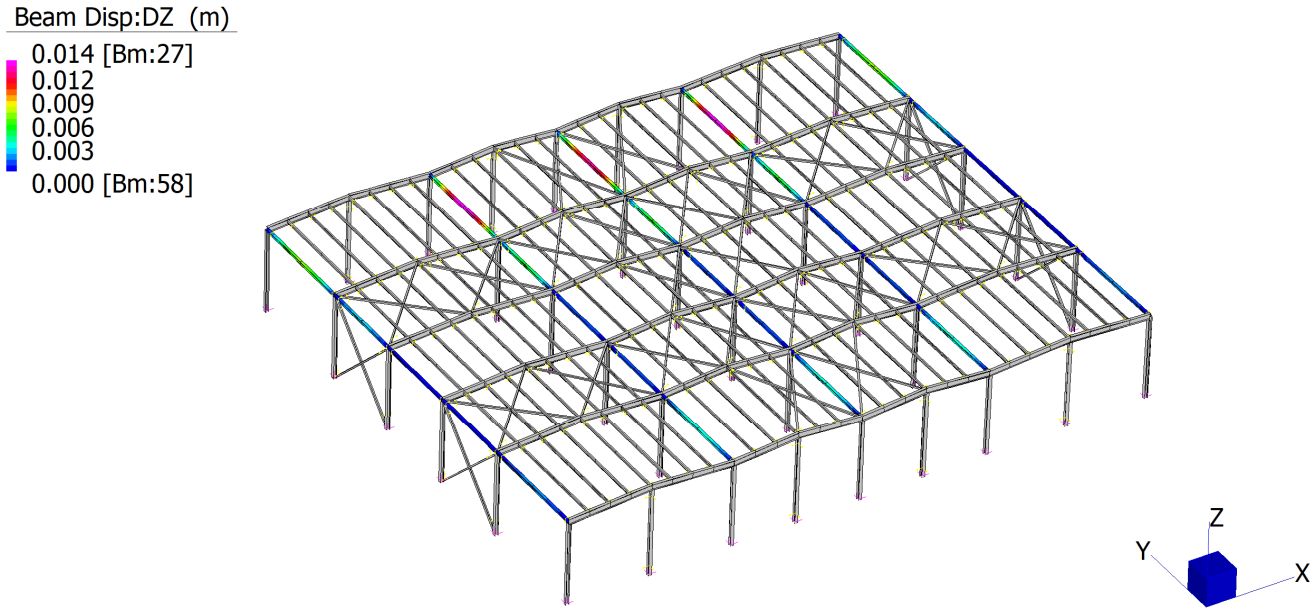


Figura 39 – Deformata verticale W

L =	7.2	m	luce				
f_{G1+G2} =	-9	mm	freccia carichi permanenti				
f_N =	-8	mm	freccia carico da neve				
f_W =	14	mm	freccia carico da vento				
f_{contr} =	0	mm	controfreccia				
$\lvert f_{G1+G2} + f_{contr} + f_N \rvert$ =	17	mm	<	L/200 =	36	mm	OK
$\lvert f_{G1+G2} + f_{contr} + f_W \rvert$ =	5	mm	<	L/200 =	36	mm	OK
f_N =	8	mm	<	L/250 =	28.8	mm	OK
f_W =	14	mm	<	L/250 =	28.8	mm	OK

L =	5.6	m	luce				
f_{G1+G2} =	-3	mm	freccia carichi permanenti				
f_N =	-3	mm	freccia carico da neve				
f_W =	5	mm	freccia carico da vento				
f_{contr} =	0	mm	controfreccia				
$\lvert f_{G1+G2} + f_{contr} + f_N \rvert$ =	6	mm	<	L/200 =	28	mm	OK
$\lvert f_{G1+G2} + f_{contr} + f_W \rvert$ =	2	mm	<	L/200 =	28	mm	OK
f_N =	3	mm	<	L/250 =	22.4	mm	OK
f_W =	5	mm	<	L/250 =	22.4	mm	OK

9.4. Travi Principali

9.4.1. Resistenza - SLU/SLV

PROP. 2 - BEAM n. 416 - SEZIONE IN X = 4.14

Grp.: TRAVI PRINC Trave: 416 Prop.: 2 Sez.in: 4.14		
Cmb 52	M1 = 2.53	M2 = -5.18
	N = -248.35	V1 = 3.91
	V2 = 3.23	MT = 0.09

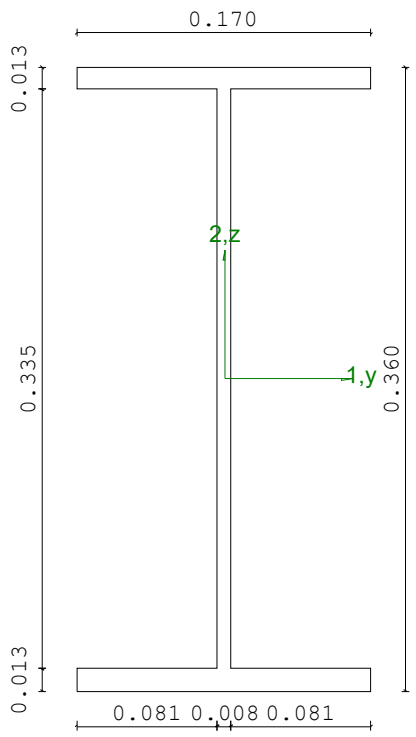
Sezione a I

D = 0.3600 B1 = 0.1700 T1 = 0.0127 T2 = 0.0127 T3 = 0.0080
B2 = 0.1700

Area	= 7.27e-03
I11	= 1.63e-04
I22	= 1.04e-05

VERIFICA DI RESISTENZA
Classe = Classe 4
σ_{VM} = 60907.77
F_R = 0.18

VERIFICA DI STABILITA'
Classe = Classe 4
F_{inst-N} = 0.25
$F_{inst-PF,y}$ = 0.51
$F_{inst-PF,z}$ = 0.24



PARAMETRI STATICI DELLA SEZIONE

Altezza totale	D	=	0.36	m
Base inferiore	B1	=	0.17	m
Spessore flangia inferiore	T1	=	0.01	m
Spessore flangia superiore	T2	=	0.01	m
Spessore anima	T3	=	8.00e-03	m
Base superiore	B2	=	0.17	m

Posizione del baricentro elastico	$x_{1G,el}$	= 0.09	m
	$x_{2G,el}$	= 0.18	m
Posizione del baricentro plastico	$x_{1G,pl}$	= 0.09	m
	$x_{2G,pl}$	= 0.18	m
Distanza baricentro - centro di taglio	$x_{1CT}-x_{1G}$	= 0.00	m

		$x_{2CT}-x_{2G}$	= 0.00	m
Area della sezione		A =	7.27e-03	m²
Momento d'inerzia	asse 1	I_{11} =	1.63e-04	m⁴
	asse 2	I_{22} =	1.04e-05	m⁴
	asse 3	J =	2.89e-07	m⁴
Momento polare rispetto il centro di taglio		I_p =	1.73e-04	m⁴
Costante di ingobbamento		I_ω =	3.14e-07	m⁶
Raggio giratore	asse 1	i_{11} =	0.15	m
	asse 2	i_{22} =	0.04	m
Modulo di resistenza elastico	superiore	$W_{1\ sup,el}$ =	9.04e-04	m³
	inferiore	$W_{1\ inf,el}$ =	9.04e-04	m³
Modulo di resistenza elastico	destro	$W_{2\ dx,el}$ =	1.23e-04	m³
	sinistro	$W_{2\ sx,el}$ =	1.23e-04	m³
Modulo di resistenza plastico	asse 1	$W_{1,pl}$ =	9.74e-04	m³
	asse 2	$W_{2,pl}$ =	1.89e-04	m³
Area di taglio	asse 1	$A_{V1,pl}$ =	4.32e-03	m²
	asse 2	$A_{V2,pl}$ =	3.21e-03	m²

CARATTERISTICHE DELL'ASTA:

Lunghezza			4.14	m
Molt. per inflessione	asse 1	β_1 =	1.00	
	asse 2	β_2 =	1.00	
	asse 3	β_3 =	1.00	

Attributi per il calcolo di instabilità

	Diagramma	ψ	k_c	m_{LT}	C_m
Piano 1	Tipo 9	0.39	0.93	0.82	0.91
Piano 2	Tipo 9	0.12	0.95	0.52	0.51

CARATTERISTICHE DEL MATERIALE:

Tipo di acciaio		S355		
Lavorazione		Laminata		
Modulo di elasticità		E =	210.00	GPa
Tensione di snervamento	(t < 40mm)	f_y =	3.55e05	kPa
Tensione di rottura	(t < 40mm)	f_u =	5.10e05	kPa
Tensione di snervamento	(t > 40mm)	f_y =	3.35e05	kPa
Tensione di rottura	(t > 40mm)	f_u =	4.70e05	kPa
Coefficiente di sicurezza del materiale		γ_{M0} =	1.05	
Coefficiente di sicurezza all'instabilità		γ_{M1} =	1.05	

SOLLECITAZIONI:

Sforzo normale		AF =	-2.48e02	kN
Sforzo di taglio	direzione 1	V1 =	3.91e00	kN
	direzione 2	V2 =	3.23e00	kN
Momento flettente	direzione 1	M1 =	2.53e00	kNm
	direzione 2	M2 =	-5.18e00	kNm
Momento torcente		MT =	9.49e-02	kNm

VERIFICA DI RESISTENZA (EN 1993-1-1 § 6.2):

Classe della sezione per la sollecitazione considerata:
Cl = Classe 4
Classe in classe 4 verificata senza detrazioni

Punto maggiormente sollecitato
y = 0.00 m
z = 0.00 m

Tensione da pressoflessione σ_{pf} = -60478.97 kPa
Tensione tangenziale massima τ_{max} = 5796.47 kPa

Tensione ideale $\sigma_{VM} = \sqrt{(\sigma_{pf}^2+3\tau_{max}^2)}$ σ_{VM} = 60907.77 kPa
σ_{VM}/f_d F_R = 0.18 Verificato

VERIFICA DI STABILITÀ (EN 1993-1-1 § 6.3):

Classe della sezione per la sollecitazione considerata:
Cl = Classe 4
Classe in classe 4 verificata senza detrazioni
Sforzo normale N_{ED} = -2.48e02 kN
Momento flettente $M_{z,ED}$ = -3.51e00 kNm
$M_{y,ED}$ = -4.16e01 kNm

Tabella dei carichi critici

Asse	Carico critico P_{cr} [kN]	Lunghezza libera ℓ_0 [m]	Snellezza adimensionale λ^*	Coefficiente riduttivo χ
y	19676.29	4.14	0.36	0.96
z	1261.36	4.14	1.43	0.40
θ	2576.30	4.14	1.00	0.66
min	1261.36		1.43	0.40
	M_{cr} [kNm]	ℓ_0 [m]	λ^*_{LT}	χ_{LT}
fless.tors.	547.67	4.14	0.77	0.75

Resistenza assiale minimo $N_{b,Rd}$ = 9.91e02 kN
asse y $N_{b,y,Rd}$ = 2.37e03 kN
asse z $N_{b,z,Rd}$ = 9.91e02 kN

Resistenza flessionale asse y $M_{b,y,Rd}$ = 2.28e02 kNm
asse z $M_{z,Rd}$ = 4.15e01 kNm

Coefficiente di interazione
k_{yy} = 0.52
k_{yz} = 0.52
k_{zy} = 0.95
k_{zz} = 1.05

Verifica di Instabilità a Compressione
$N_{Ed}/N_{b,Rd} \leq 1$ F_{I-N} = 0.25 (Verificato)
Verifica di Instabilità a Pressoflessione
$(N_{Ed}/N_{b,y,Rd}) + k_{yy}(M_{y,Ed}/M_{b,y,Rd}) + k_{yz}(M_{z,Ed}/M_{z,Rd}) \leq 1$ $F_{R-PF,y}$ = 0.24 (Verificato)
$(N_{Ed}/N_{b,z,Rd}) + k_{zy}(M_{y,Ed}/M_{b,y,Rd}) + k_{zz}(M_{z,Ed}/M_{z,Rd}) \leq 1$ $F_{R-PF,z}$ = 0.51 (Verificato)

9.4.2. Deformabilità - SLE

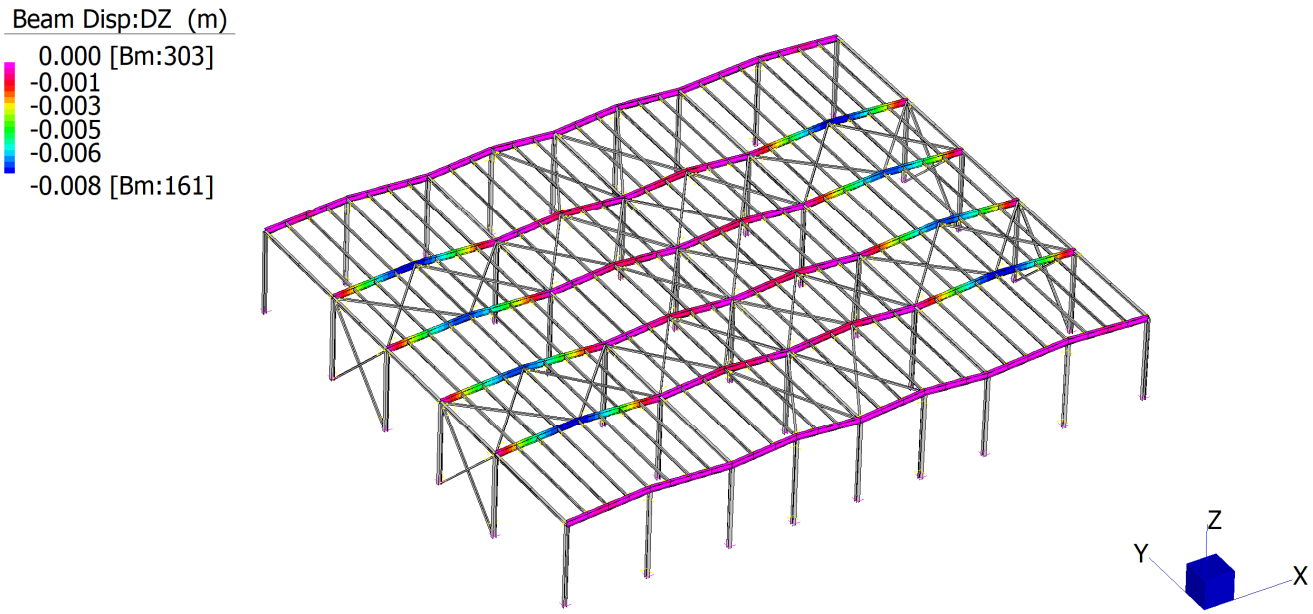


Figura 40 – Deformata verticale G1+G2

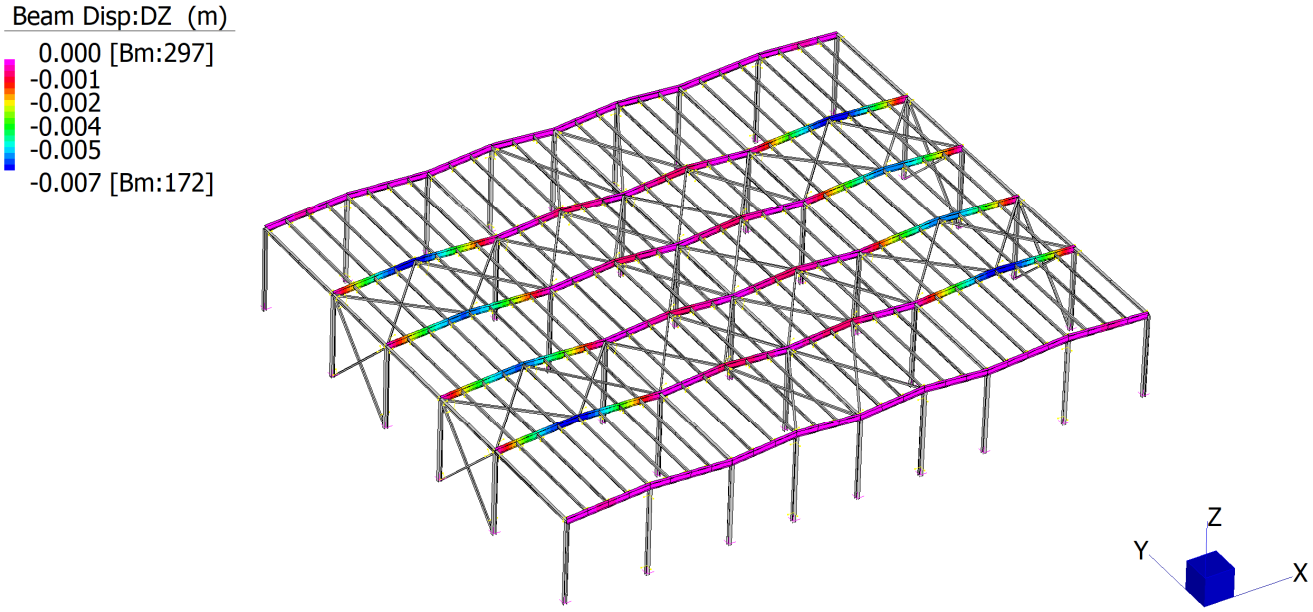


Figura 41 – Deformata verticale N

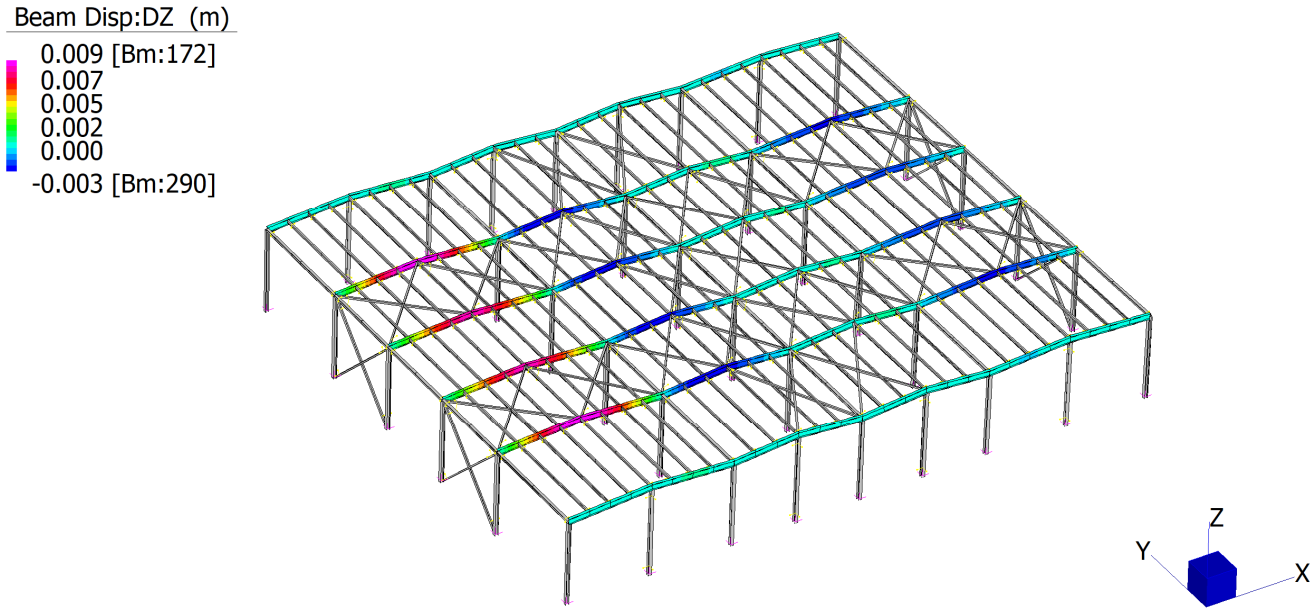
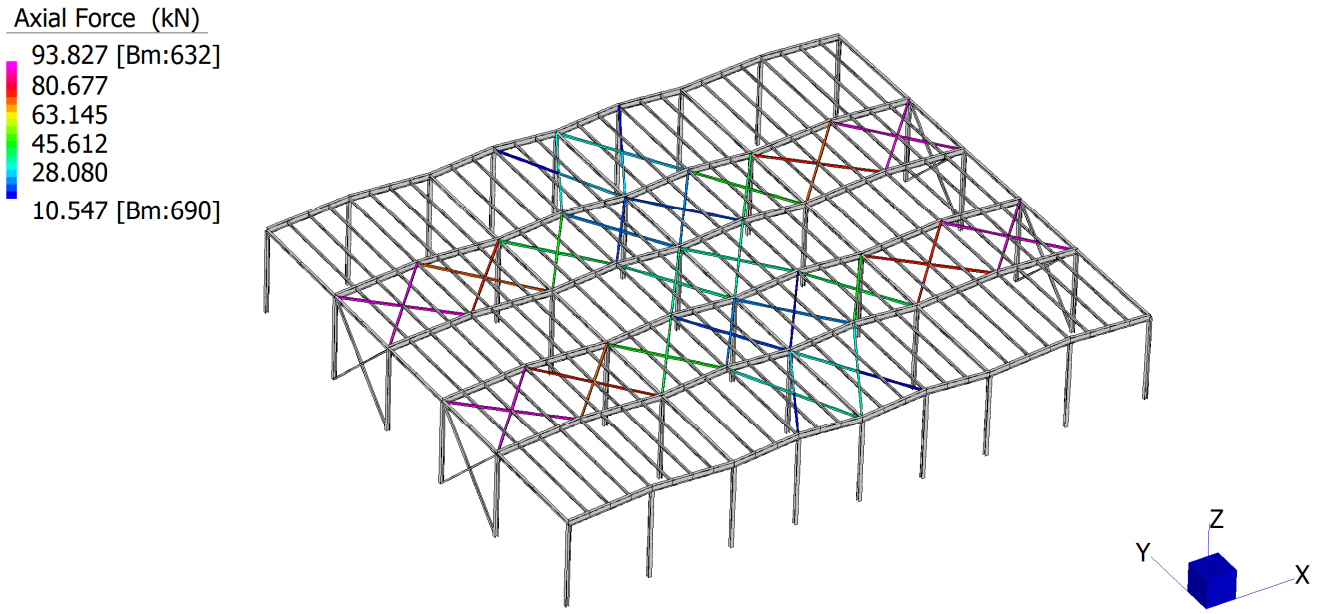


Figura 42 – Deformata verticale W

L =	10.5	m	luce				
f_{G1+G2} =	-8	mm	freccia carichi permanenti				
f_N =	-7	mm	freccia carico da neve				
f_W =	9	mm	freccia carico da vento				
f_{contr} =	0	mm	controfreccia				
$\lvert f_{G1+G2} + f_{contr} + f_N \rvert$ =	15	mm	<	L/200 =	52.5	mm	OK
$\lvert f_{G1+G2} + f_{contr} + f_W \rvert$ =	1	mm	<	L/200 =	52.5	mm	OK
f_N =	7	mm	<	L/250 =	42	mm	OK
f_W =	9	mm	<	L/250 =	42	mm	OK

9.5. Controventi Falda

Si considera come carico di progetto per i controventi il doppio dello sforzo assiale massimo fornito dal modello per tener conto del fatto che solo le diagonali tese lavorano:



$N_{Ed} = 2 \times N_{max} = 2 \times 94 = 184$ kN

La verifica che si esegue è una verifica a carico assiale di trazione. Si ipotizza una sezione netta pari all'80% della sezione del profilo:

$A_{net} = 0.8 \times A_{L100x10} = 0.8 \times 1920 = 1536 mm^2$

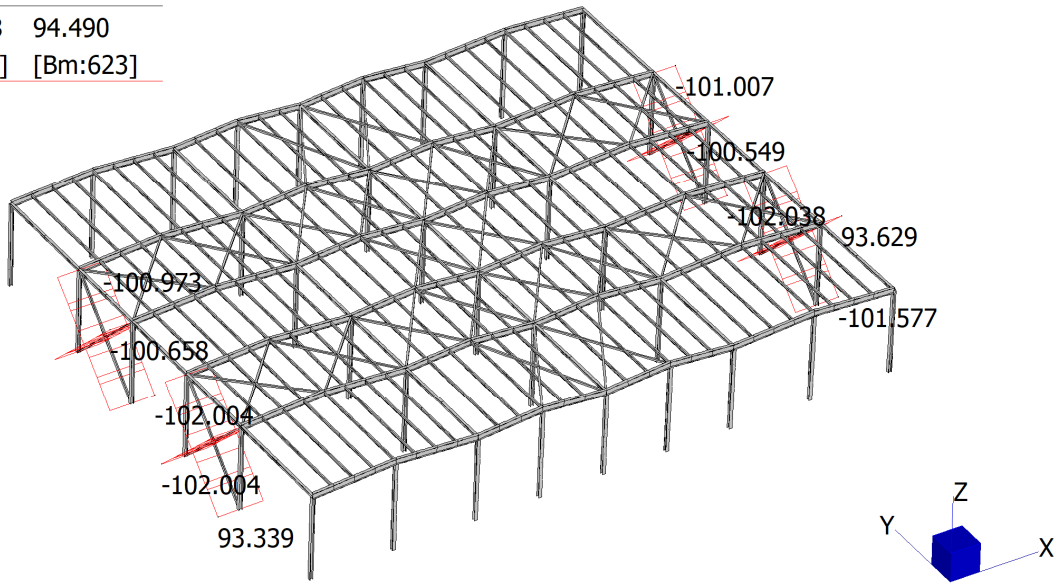
Verifica:

$\sigma = N_{Ed}/A_{net} = 184x1000/1536 = 119.8$ MPa $< f_{yd} = 355$ MPa → OK

9.6. Controventi Parete

Si considera come carico di progetto per i controventi il doppio dello sforzo assiale massimo fornito dal modello per tener conto del fatto che solo le diagonali tese lavorano:

	MIN	MAX
AxForce(kN)	-102.038	94.490
	[Bm:626]	[Bm:623]



$N_{Ed} = 2 \times N_{max} = 2 \times 102 = 204$ kN

La verifica che si esegue è una verifica a carico assiale di trazione. Si ipotizza una sezione netta pari all'80% della sezione del profilo:

$A_{net} = 0.8 \times 2xA_{L80x8} = 0.8 \times 2x1920 = 3072mm^2$

Verifica:

$\sigma = N_{Ed}/A_{net} = 204x1000/3072 = 66$ MPa $< f_{yd} = 355$ MPa → OK

9.7. Profili di baraccato

Si verificano i profili pressopiegati di baraccato del rivestimento esterno. Il baraccato esterno viene realizzato con profili pressopiegati C150x90x30x4 in acciaio S355.

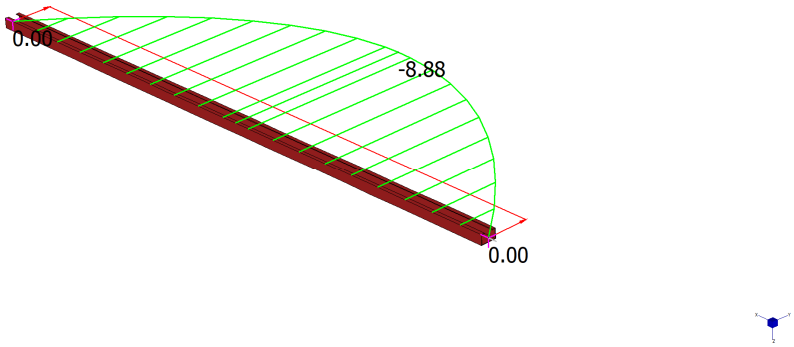
Si verificano due casi:

- Luce max 5.60m: profilo “C” singolo;
- Luce max 7.20m: profilo “C” doppio.

L’interasse medio dei profili di baraccato è pari a 1.40m pertanto la pressione del vento sul singolo profilo risulta essere 1.10*1.40 = 1.55 kN/m

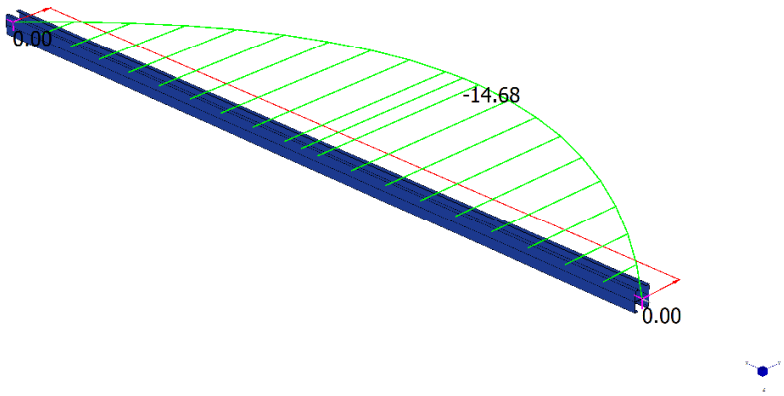
Vengono modellati le due casistiche con software STRAUS7 assegnando a ciascuno il carico uniformemente distribuito definito in precedenza.

	MIN	MAX
BM2(kN.m)	-8.88	0.00
	[Bm:1]	[Bm:1]



Momento SLU – profilo “C” singolo (luce 5.60m)

	MIN	MAX
BM2(kN.m)	-14.68	0.00
	[Bm:2]	[Bm:2]



Momento SLU – profilo “C” doppio

- **VERIFICA A RESISTENZA DEI PROFILI**

Si riporta la verifica a resistenza dei profili. Si considerano i profili realizzati in acciaio S355 dove f_{yd} = 338 MPa.

Come mostrato in precedenza si ha nei due casi analizzati:

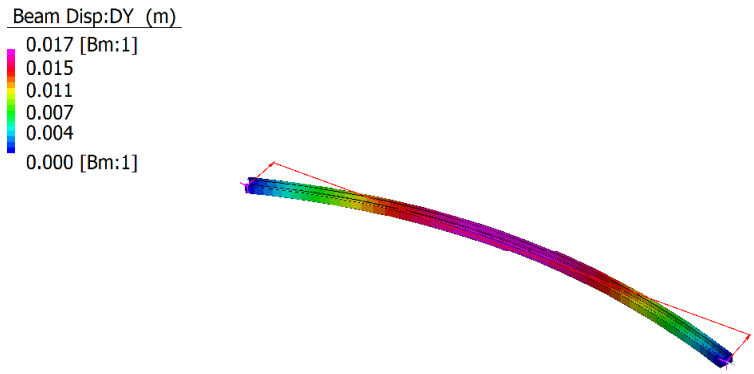
CASO 1	$M_{Ed,max}$ = 8.88 kNm	W_x = 69cm^3	M_{Rd} = 338*69 = 23.3 kNm	**OK**
CASO 2	$M_{Ed,max}$ = 14.68 kNm	W_x = 2*69cm^3	M_{Rd} = 2*338*69 = 46.6 kNm	**OK**

I profili risultano quindi verificati nei confronti del momento flettente.

- **VERIFICA A DEFORMABILITA' DEI PROFILI**

Si valuta la deformazione nel piano dei profili di baraccato considerando come limite il valore di L/300. Di seguito si riportano degli estratti delle deformazioni in combinazione SLE calcolate tramite modello FEM:

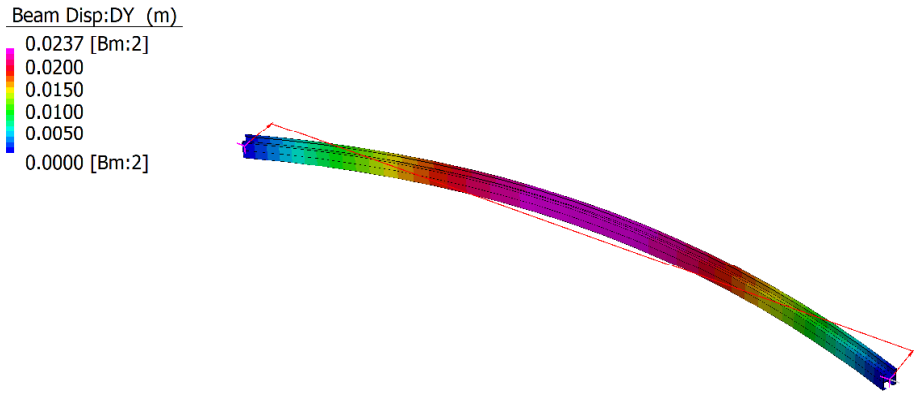
CASO 1 (PROFILO SINGOLO)



La luce massima considerata è di 5.60m pertanto si ottiene che:

f_{max} = L/300 = 5600/300 = 18.6mm > 17 mm **VERIFICATO**

CASO 2 (PROFILO DOPPIO)



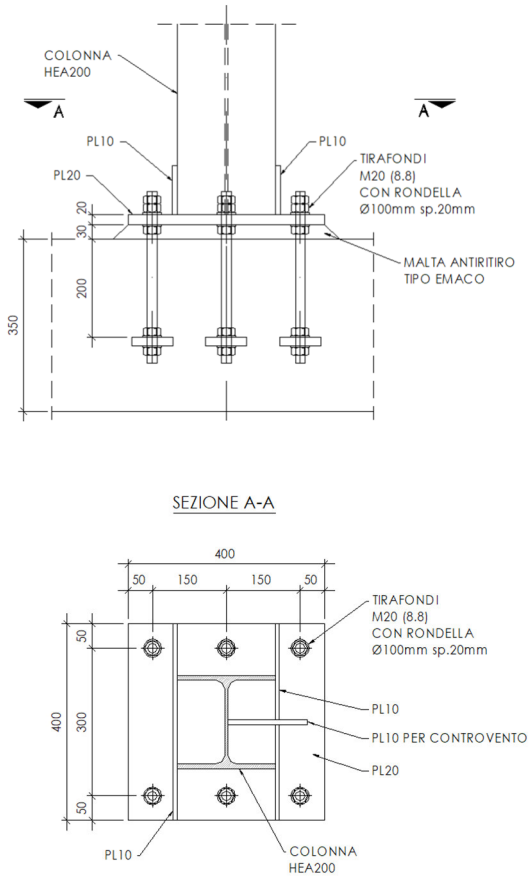
La luce massima considerata è di 5.60m pertanto si ottiene che:

f_{max} = L/300 = 7200/300 = 24 mm > 17 mm **VERIFICATO**

10. VERIFICA DELLE CONNESSIONI

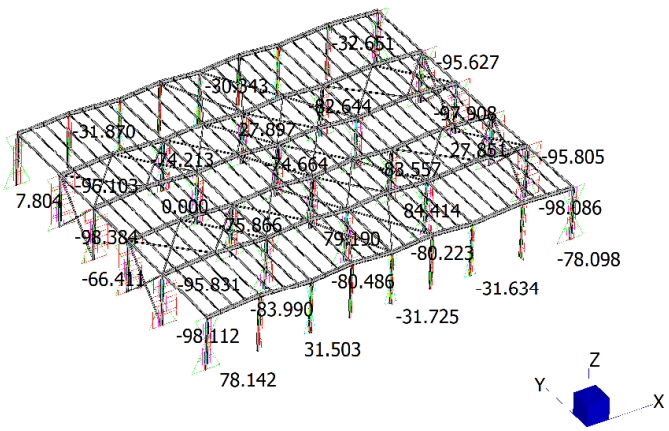
10.1. Piastra di base

Si verificano le piastre di base delle colonne del BHS. La connessione viene realizzata come nella rappresentazione riportata di seguito:



Le sollecitazioni derivano da modello FEM (inviluppo SLV)

	MIN	MAX
SF1(kN)	-11.399	11.408
	[Bm:93]	[Bm:93]
BM1(kN.m)	-31.725	31.690
	[Bm:93]	[Bm:93]
SF2(kN)	-30.540	30.473
	[Bm:14]	[Bm:10]
BM2(kN.m)	-84.235	84.414
	[Bm:10]	[Bm:14]
AxForce(kN)	-98.384	60.940
	[Bm:7]	[Bm:18]



Si riporta in seguito un estratto del foglio di calcolo utilizzato per la verifica dell'elemento:

PIASTRA DI BASE - UNI EN 1993-1-8:2005 (EC3)

ELEMENTO : **SAC01_03_HEA200**

Normativa

Coefficienti parziali di sicurezza

coefficiente	γ_{M0} =	**1.05**	
coefficiente	γ_{M1} =	**1.05**	
coefficiente	γ_{M2} =	**1.25**	
coefficiente	γ_c =	**1.50**	

Materiali

Piastra di base

tipo d'acciaio		**S355**	
tensione di snervamento	$f_{yk,bp}$ =	345	*N/mm²*
tensione di rottura	$f_{u,bp}$ =	470	*N/mm²*

Tirafondi

tipo di acciaio		**8.8**	
tensione di snervamento	$f_{yk,b}$ =	640	*N/mm²*
tensione di rottura	$f_{u,b}$ =	800	*N/mm²*
tipo d'acciaio rondella (per la tipologia c)		**S355**	
tensione di snervamento rondella (per la tipologia c)	$f_{yk,w}$ =	345	*N/mm²*
tensione di rottura rondella (per la tipologia c)	$f_{u,w}$ =	470	*N/mm²*

Chiave di taglio

tipo di acciaio		**S355**	
tipo di prodotto		**flat**	
tensione di snervamento	$f_{yk,sk}$ =	355	*N/mm²*
tensione di rottura	$f_{u,sk}$ =	510	*N/mm²*

Calcestruzzo

Classe del cemento		**(32)/40**	
res. caratteristica a compressione cubica	R_{ck} =	40	*N/mm²*
res. caratteristica a compressione cilindrica	f_{ck} =	32	*N/mm²*
modulo d'elasticità	E =	36050	*N/mm²*
res. calcolo a compressione cilindrica	$f_{cd} = 0.85 \cdot f_{ck}/\gamma_c$ =	18.1	*N/mm²*
res. caratteristica a trazione	f_{ctk} =	2.12	*N/mm²*
res. di calcolo a trazione	$f_{ctd} = f_{ctk}/\gamma_c$ =	1.41	*N/mm²*
coefficiente per il diametro delle barre	η =	1.00	
resistenza tangenziale di aderenza di progetto	$f_{bd} = 2.25 \cdot \eta \cdot f_{ctd}$ =	3.18	*N/mm²*

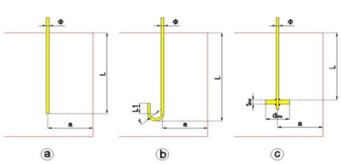
Geometria

Piastra di base

Spessore della piastra	t_p =	**20**	*mm*
Larghezza z	b_p =	**400**	*mm*
Larghezza y	h_p =	**400**	*mm*

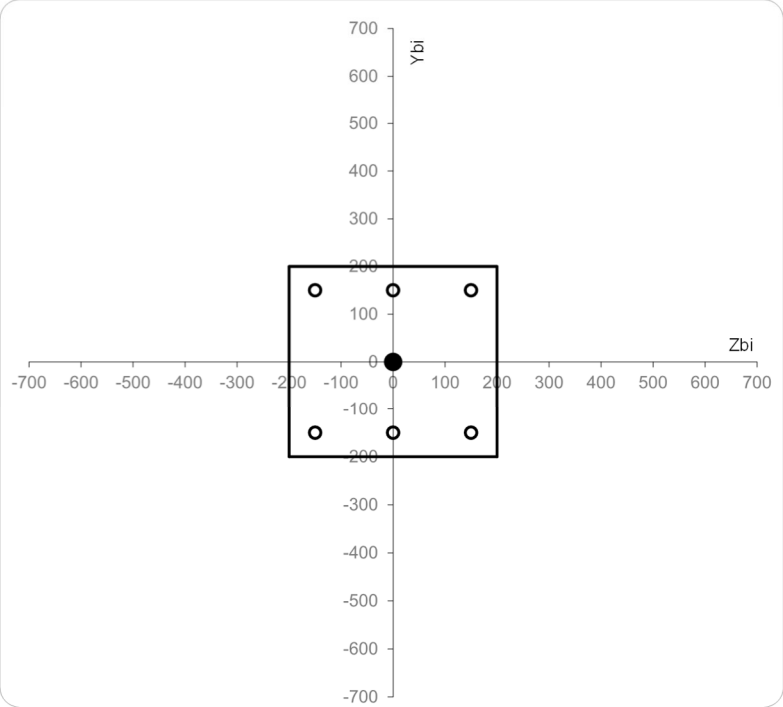
Tirafondi

diametro dei tirafondi	Ø =	**20**	*mm*
sezione grezza dei tirafondi	A =	314	mm^2
sezione resistente dei tirafondi	A_{res} =	236	mm^2
tipo d'ancoraggio		**c)**	
lunghezza dell'ancora dei tirafondi	L =	**250**	*mm*
raggio dell'aggancio (per la tipologia b)	r =	**-**	*mm*
lunghezza d'estremità del gancio (per la tipologia b)	L_1 =	**-**	*mm*
diametro rondella d'ancoraggio (per la tipologia c)	d_{bw} =	**100**	*mm*
spessore rondella d'ancoraggio (per la tipologia c)	t_{bw} =	**20**	*mm*



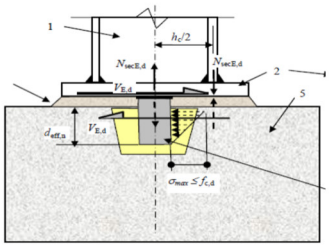
B	z_{Bi} [mm]	y_{Bi} [mm]
1	-150	150
2	-150	-150
3	0	150
4	0	-150
5	150	150
6	150	-150
7		
8		
9		
10		
11		
12		
13		
14		
15		
16		
17		
18		
19		
20		
21		
22		

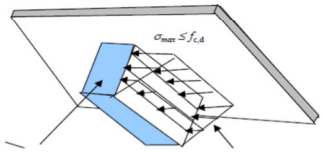
n° tot tirafondi 6

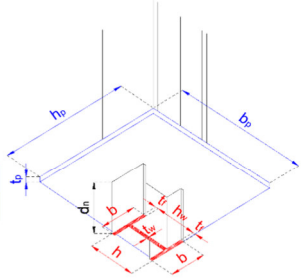


Chiave di taglio

ID profilo	ID =	-	
altezza	h =	-	*mm*
larghezza dell'ala	b =	-	*mm*
spessore dell'anima	t_w =	-	*mm*
spessore dell'ala	t_f =	-	*mm*
altezza netta dell'anima	h_w =	-	*mm*
area totale della sezione	A =	-	mm^2
area di taglio - asse Y.	A_y =	-	mm^2
area di taglio - asse Z.	A_z =	-	mm^2
momento di inerzia della sezione - asse Y.	J_y =	-	mm^4
momento di inerzia della sezione - asse Z.	J_z =	-	mm^4
modulo resistenza della sezione - asse Y.	W_y =	-	mm^3
modulo resistenza della sezione - asse Z.	W_z =	-	mm^3
Lunghezza della chiave di taglio	d_n =	-	*mm*
Spessore malta di allettamento	h_g =	50	*mm*
profondità effettiva (60mm ≤ deff, n ≤ 1,5 hn)	$d_{eff,n} = d_n - h_g$ =	-	*mm*
area di contatto con calcestruzzo per taglio Y	$A_{cls,Y} = d_{eff,n} \cdot b$ =	-	mm^2
area di contatto con calcestruzzo per taglio Z	$A_{cls,Z} = d_{eff,n} \cdot h_w$ =	-	mm^2







Carichi

Forze sulla flangia

sforzo assiale - asse X	F_x =	**60**	*kN*
sforzo di taglio - asse Y	F_y =	**30**	*kN*
sforzo di taglio - asse Z	F_z =	**11**	*kN*
momento flettente - asse Y	M_y =	**0**	*kNm*
momento flettente - asse Z	M_z =	**66**	*kNm*

Sforzi sui tirafondi

B	$F_{b,x}$ [kN]	$F_{b,y}$ [kN]	$F_{b,z}$ [kN]	$F_{b,yz}$ [kN]	$\sigma_{b,x}$ [N/mm^2]
1	95	5	2	5	**303**
2	95	5	2	5	**303**
3	95	5	2	5	**303**
4	95	5	2	5	**303**
5	95	5	2	5	**303**
6	95	5	2	5	**303**
7	-	-	-	-	**0**
8	-	-	-	-	**0**
9	-	-	-	-	**0**
10	-	-	-	-	**0**
11	-	-	-	-	**0**
12	-	-	-	-	**0**
13	-	-	-	-	**0**
14	-	-	-	-	**0**
15	-	-	-	-	**0**
16	-	-	-	-	**0**
17	-	-	-	-	**0**
18	-	-	-	-	**0**
19	-	-	-	-	**0**
20	-	-	-	-	**0**
21	-	-	-	-	**0**
22	-	-	-	-	**0**
MAX	**95**	**5**	**2**	**5**	**303.0**

Compressione sul calcestruzzo

Massima compressione sul calcestruzzo $\sigma_{x,cls,min}$ = **7.8** *N/mm²*

Verifiche

Piastra di base

T-Stub

B	L_{eff}	m	e	n	$M_{pl,Rd}$	$F_{T,Rd1}$	$F_{T,Rd2}$	$F_{T,Rd}$	$F_{T,Ed}$	ratio
1	**100**	**40**	**40**	40	3285714	329	223	223	190	0.85
2	**100**	**40**	**40**	40	3285714	329	223	223	190	0.85
3	**100**	**40**	**40**	40	3285714	329	223	223	190	0.85
4	**100**	**40**	**40**	40	3285714	329	223	223	190	0.85
5	**100**	**40**	**40**	40	3285714	329	223	223	190	0.85
6	**100**	**40**	**40**	40	3285714	329	223	223	190	0.85
7	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
8	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
9	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
10	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
11	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
12	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
13	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
14	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
15	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
16	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
17	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
18	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
19	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
20	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
21	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
22	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
MAX								*ratio:*	*0.85*	**OK**

Tirafondi

Resistenza dei tirafondi

forza di taglio $F_{V,Sd} = F_{b,yz,max}$ = 5 kN

forza nominale di trazione (* solo se positiva) $F_{N,Sd} = F_{b,x,max}$ * = 95 kN

resistenza al taglio $F_{V,Rd}$ = 75 *kN*

resistenza alla trazione $F_{N,Rd}$ = 136 kN

$F_{V,Sd} \leq F_{V,Rd}$	→	**5** *kN*	<	**75** *kN*	*ratio:*	*0.07*	**OK**
$F_{N,Sd} \leq F_{N,Rd}$	→	**95** *kN*	<	**136** *kN*	*ratio:*	*0.70*	**OK**
$F_{V,Sd}/F_{V,Rd} + F_{N,Sd}/(1.4F_{N,Rd}) \leq 1$	→	**0.57**	<	**1.0**	*ratio:*	*0.57*	**OK**

Estrazione dei tirafondi

res. estrazione (a) $N_{e,Rd,a} = f_{bd} \cdot \pi \cdot Ø \cdot L$ = - *kN*

res. estrazione (b) $N_{e,Rd,b} = f_{bd} \cdot \pi \cdot Ø \cdot (L+6.4 \cdot r+3.5 \cdot L_1)$ = - *kN*

res. estrazione (c) $N_{e,Rd,c} = f_{cd} \cdot \pi \cdot (d_{bw}^2 - Ø^2)/4$ = 137 *kN*

res. Estrazione $N_{e,Rd}$ = 137 *kN*

$F_{b,x,max} \leq N_{e,Rd}$	→	**95** *kN*	<	**137** *kN*	*ratio:*	*0.70*	**OK**

Resistenza della rondella d'ancoraggio (solo per la tipologia d'ancoraggio c)

compressione locale sul calcestruzzo $\sigma_C = F_{b,x,max}/(\pi \cdot (d_{bw}^2 - Ø^2)/4)$ = 12.63 *N/mm²*

coefficiente di geometria (sulla base del rapporto dp/Ø) η = 3.36

forza sull'acciaio della rondella $\sigma_S = \eta \cdot \sigma_c (d_{bw}/2t_{bw})^2$ = 265 *N/mm²*

$\sigma_s \leq f_{yk}/\gamma_{M0}$	**265** *N/mm²*	<	**329** *N/mm²*	*ratio:*	*0.81*	**OK**

Chiave di taglio

Resistenza della chiave di taglio

massimo momento flettente - asse Y.		$M_{y,max} = V_{z,max} \cdot d_{eff,n} \cdot 2/3 =$	-	*kNm*			
massimo momento flettente - asse Z.		$M_{z,max} = V_{y,max} \cdot d_{eff,n} \cdot 2/3 =$	-	*kNm*			
tensioni tangenziali - dir Y		$\tau_{max,y} = V_y/A_y =$	-	*N/mm²*			
tensioni tangenziali - dir Z		$\tau_{max,z} = V_z/A_z =$	-	*N/mm²*			
tensione assiale - dir X		$\sigma_x = \lvert M_{y,max}\rvert/W_y + \lvert M_{z,max}\rvert/W_z =$	-	*N/mm²*			
tensione di Von Mises		$\sigma_{VM} = \sqrt{(\sigma_x^2+3(\tau_y^2+\tau_z^2))} =$	-	*N/mm²*			
$\sigma_{VM} \leq f_{yk}/\gamma_{M0}$	→	**-** *N/mm²*	**-**	**-** *N/mm²*	*ratio:* -		-

Contatto con il calcestruzzo

Compressione massima sul calcestruzzo dir Y		$\sigma_{y,cls} = 2 \cdot V_{y,max}/A_{cls,y} =$	-	*N/mm²*			
$\lvert\sigma_{y,cls}\rvert \leq f_{cd,loc}$	→	**-** *N/mm²*	**-**	**-** *N/mm²*	*ratio:* -		-
Compressione massima sul calcestruzzo - dir Z		$\sigma_{z,cls} = 2 \cdot V_{z,max}/A_{cls,z} =$	-	*N/mm²*			
$\lvert\sigma_{z,cls}\rvert \leq f_{cd,loc}$	→	**-** *N/mm²*	**-**	**-** *N/mm²*	*ratio:* -		-

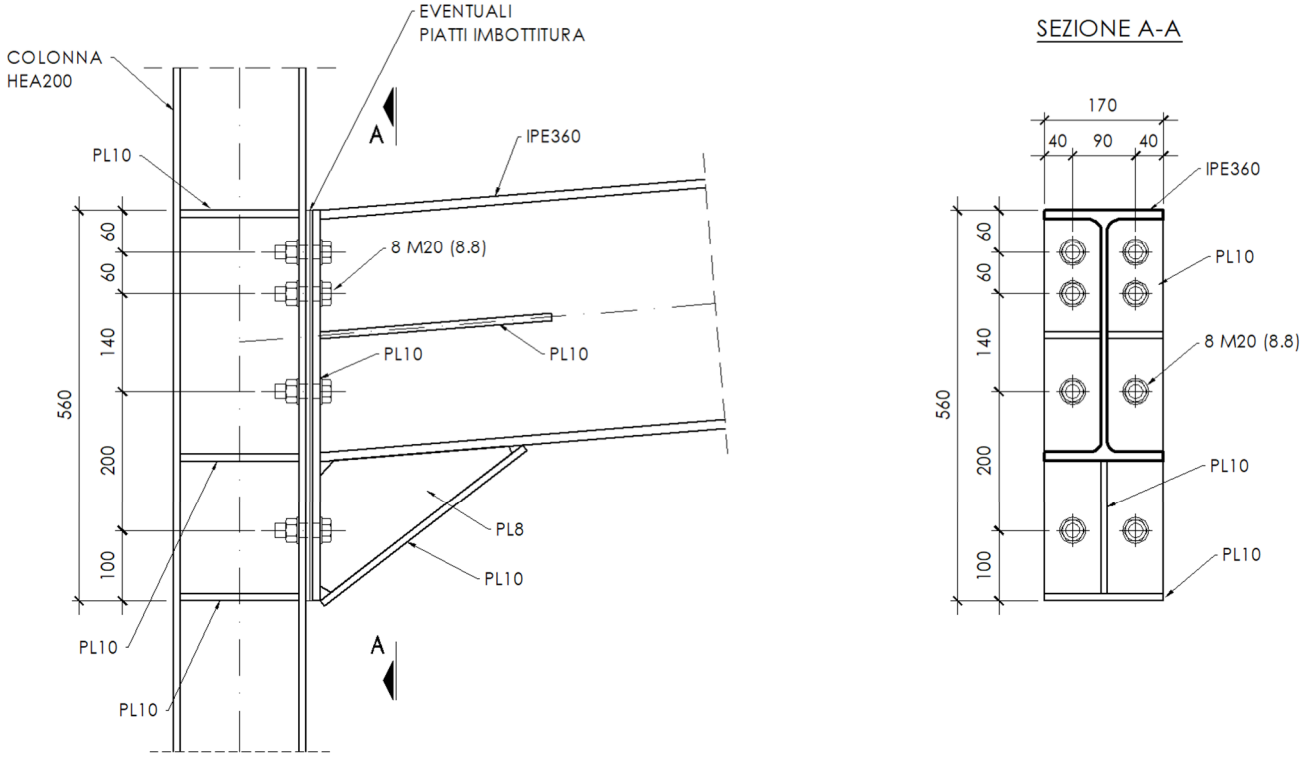
Calcestruzzo

Compressione massima sul calcestruzzo

$\lvert\sigma_{x,cls,min}\rvert < f_{cd}$	→	**7.8** *N/mm²*	**<**	**18.1** *N/mm²*	*ratio:* *0.43*		**OK**

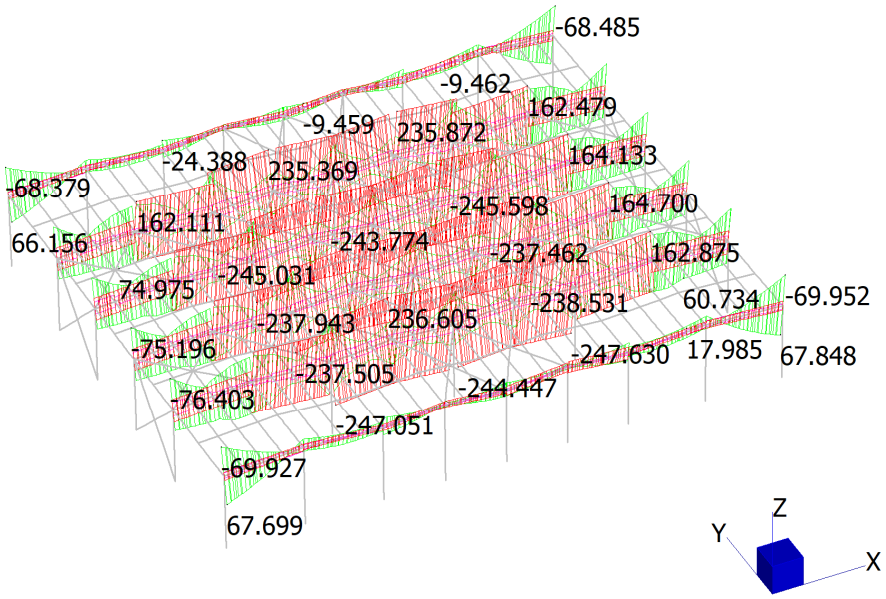
10.2. Nodo Colonna-Trave principale

Si verifica la connessione tra la colonna e la trave principale del BHS. La connessione viene realizzata come nella rappresentazione riportata di seguito:



Le sollecitazioni derivano da modello FEM (inviluppo SLV)

	MIN	MAX
SF2(kN)	-55.667	55.588
	[Bm:253]	[Bm:601]
BM2(kN.m)	-104.320	75.231
	[Bm:253]	[Bm:181]
AxForce(kN)	-247.630	237.133
	[Bm:423]	[Bm:416]



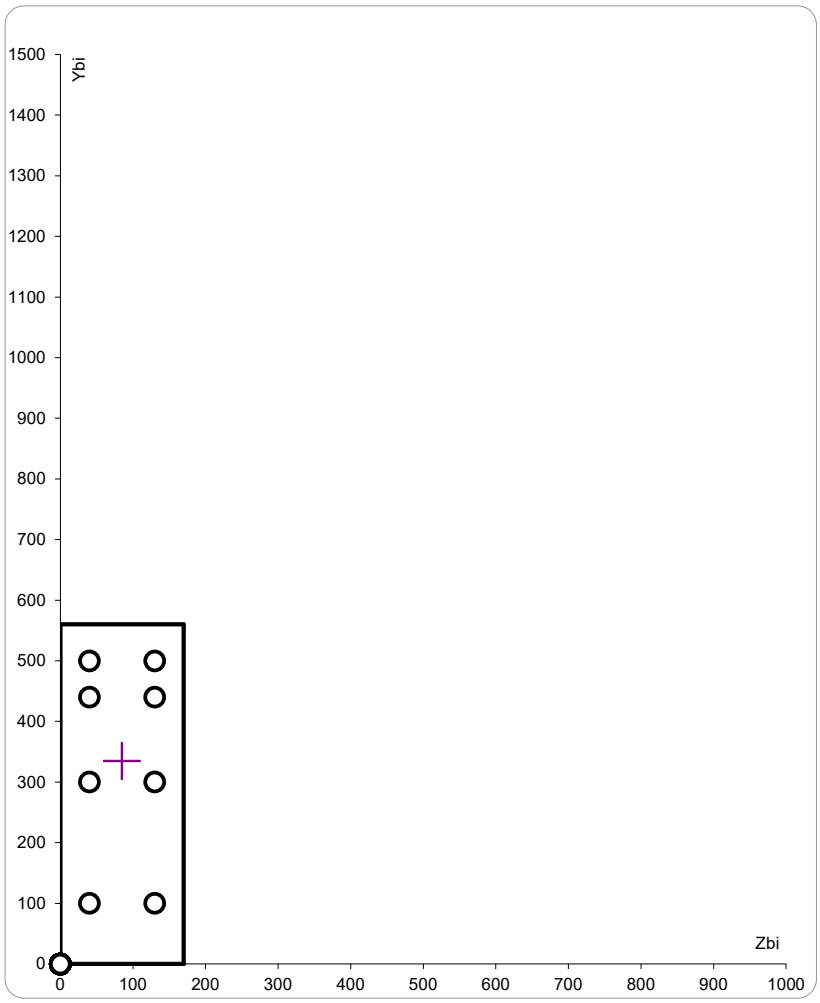
Si riporta in seguito un estratto del foglio di calcolo utilizzato per la verifica dell'elemento:

CONNESSIONE A FLANGIA - UNI EN 1993-1-8:2005 (EC3)

ELEMENTO : IPE360

Normativa			
Coefficienti parziali di sicurezza			
coefficiente	γ_{M0} =	**1.05**	
coefficiente	γ_{M2} =	**1.25**	
Materiali			
Flangia			
tipo di acciaio		**S355**	
tensione di snervamento	f_{yk} =	355	*N/mm²*
tensione di rottura	f_u =	470	*N/mm²*
Bolts			
classe bulloni		**8.8**	
tensione di snervamento	$f_{y,b}$ =	640	*N/mm* ^{2}
tensione di rottura	$f_{u,b}$ =	800	*N/mm* ^{2}
taglio sulla parte filettata del bullone:		**Y**	
Geometria			
Flangia			
spessore della flangia	t_f =	**10**	*mm*
larghezza della flangia	b_f =	**170**	*mm*
altezza della flangia	h_f =	**560**	*mm*
spessore del piatto di rinforzo (*0 se assente)*	t_{bp} =	**0**	*mm*
Bulloni			
bulloni		**M20**	
diametro dei bulloni	d_b =	20	*mm*
diametro dei fori	d_0 =	22	*mm*
distanza dal bordo - dir. Y	e_1 =	60	*mm*
interasse - dir. Y	p_1 =	60	*mm*
distanza dal bordo - dir. Z	e_2 =	40	*mm*
interasse - dir. Z	p_2 =	90	*mm*

	z_{Bi} [mm]	y_{Bi} [mm]
B1	**40**	**100**
B2	**40**	**300**
B3	**40**	**440**
B4	**40**	**500**
B5	**130**	**100**
B6	**130**	**300**
B7	**130**	**440**
B8	**130**	**500**
B9	-	-
B10	-	-
B11	-	-
B12	-	-
B13	-	-
B14	-	-
B15	-	-
B16	-	-
B17	-	-
B18	-	-
B19	-	-
B20	-	-
B21	-	-
B22	-	-
B23	-	-
B24	-	-
B25	-	-
B26	-	-
B27	-	-
B28	-	-
B29	-	-
B30	-	-
B31	-	-
B32	-	-
B33	-	-
B34	-	-
B35	-	-
B36	-	-
B37	-	-
B38	-	-
B39	-	-
B40	-	-
B41	-	-
B42	-	-
B43	-	-
B44	-	-
B45	-	-
B46	-	-
B47	-	-
B48	-	-
B49	-	-
B50	-	-



numero totale di bulloni	n_b =	8	
CDG - coord. Z	$z_G = \Sigma z_{Bi}/n_b$ =	85	*mm*
CDG - coord. Y	$y_G = \Sigma y_{Bi}/n_b$ =	335	*mm*
momento di inerzia polare	$J_{p,b} = \Sigma\,[(z_G-z_{Bi})^2+(y_G-y_{Bi})^2]$ =	2.06E+05	mm^2
momento di inerzia - asse Z	$J_{z,b} = \Sigma\,(y_{Bi}-n_y)^2$ =	1.09E+06	mm^2
momento di inerzia - asse Y	$J_{y,b} = \Sigma\,(z_{Bi}-n_z)^2$ =	7.40E+04	mm^2
posizione dell'asse neutro: sul bordo della flangia		**4**	
asse del bordo compresso - // Y	n_z =	0	*mm*
asse del bordo compresso - // Z	n_y =	0	*mm*

Carichi

Forze sulla flangia

set di carichi		**USER**	
sforzo assiale - asse X	F_x =	**237**	*kN*
sforzo di taglio - asse Y	F_y =	**56**	*kN*
sforzo di taglio - asse Z	F_z =	**0**	*kN*
torsione - asse X	M_x =	**0**	*kNm*
momento flettente - asse Y	M_y =	**0**	*kNm*
momento flettente - asse Z	M_z =	**105**	*kNm*

Forze sui bulloni

forza max - dir. Z	$R_{zi,max} = \max [F_z/n_b+M_x/J_{p,b}\|(y_G-y_{Bi})\|]$ =	0	*kN*
forza max - dir. Y	$R_{yi,max} = \max [F_y/n_b+M_x/J_p\|(z_G-z_{Bi})\|]$ =	7	*kN*
forza max - piano ZY	$R_{zy,max} = \sqrt{(R_{z,max}^2+R_{y,max}^2)}$ =	7	*kN*
forza max - dir. X	$R_{x,max} = \max [F_{x,max}/n_b+M_z/J_z(y_{Bi}-n_y)+M_y/J_y (z_{Bi}-n_z)]$ =	78	*kN*

Verifiche

Bulloni

forza di taglio di calcolo	$F_{V,Sd} = R_{zy,max}$ =	7	kN
forza di trazione di calcolo (*solo se positiva)	$F_{N,Sd} = R_{x,max}$ * =	78	kN
resistenza a taglio di progetto	$F_{V,Rd}$ =	94	*kN*
resistenza a trazione di progetto	$F_{N,Rd}$ =	141	kN

$F_{V,Sd} \leq F_{V,Rd}$	→	**7** *kN*	<	**94** *kN*	*ratio: 0.07*	**OK**
$F_{N,Sd} \leq F_{N,Rd}$	→	**78** *kN*	<	**141** *kN*	*ratio: 0.55*	**OK**
$F_{V,Sd}/F_{V,Rd} + F_{N,Sd}/(1.4F_{N,Rd}) \leq 1$	→	**0.47**	<	**1.0**	*ratio: 0.47*	**OK**

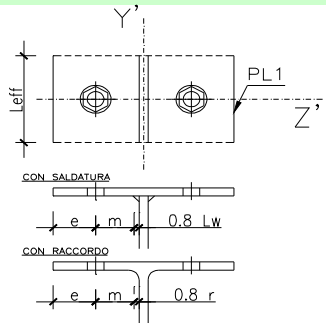
Flangia - Rifollamento

carico di progetto per il rifollamento	$F_{b,Sd} = R_{zy,max}$ =	7	kN
coeff. - bulloni bordo dir. //	$\alpha_{d,edge} = e_1/(3\ d_0)$ =	0.91	
coeff. - bulloni interni dir. //	$\alpha_{d,inn} = p_1/(3\ d_0)-0.25$ =	0.66	
coeff. - dir. //	$\alpha_b = \min(\alpha_{d,inner}\ ;\ \alpha_{d,edge}\ ;\ f_{ub}/f_u\ ;\ 1)$ =	0.66	
coeff. - bulloni bordo dir. ⊥	$k_{inner} = \min(2.8\ e_2/d_0-1.7\ ;\ 2.5)$ =	2.50	
coeff. - bulloni interni dir. ⊥	$k_{edge} = \min(1.4\ p_2/d_0-1.7\ ;\ 2.5)$ =	2.50	
coeff. - dir. ⊥	$k = \min(k_{edge}\ ;\ k_{inner})$ =	2.50	
resistenza di progetto a rifollamento	$F_{b,Rd} = k\ \alpha_b\ f_u\ d_b\ t_f/\gamma_{M2}$ =	123.9	kN

$F_{b,Sd} \leq F_{b,Rd}$	→	**7** *kN*	<	**124** *kN*	*ratio: 0.06*	**OK**

Flangia - Resistenza (T-Stub)

forza di progetto a trazione sui due bulloni del T	$F_{N,Sd} = 2 \cdot R_{x,max}$ =	156	*kN*
lunghezza Efficace elemento a T equivalente	L_{eff} =	**231**	*mm*
distanza ridotta del bullone dalla costola	m =	**40**	*mm*
distanza minima del bullone dal bordo	e =	**40**	*mm*
distanza di calcolo del bullone dal bordo	n =	40	*mm*
momento plastico resistente del T equivalemte	$M_{pl,Rd} = 0.25 \cdot L_{eff} t_f^2 f_{yk}/\gamma_{M0}$ =	1.95E+06	*Nmm*
momento plastico resistente del piatto di rinforzo	$M_{bp,Rd} = 0.25 \cdot L_{eff} t_{bp}^2 f_{yk}/\gamma_{M0}$ =	0.00E+00	*Nmm*
meccanismo plastico completo dell'ala	$F_{T,Rd1} = (4 \cdot M_{pl,Rd}+2 \cdot M_{bp,Rd})/m$ =	195	*kN*
snervamento dell'ala	$F_{T,Rd2} = (2 \cdot M_{pl,Rd}+nF_{t,Rd})/(m+n)$ =	190	*kN*
rottura dei buloni	$F_{T,Rd3} = 2 \cdot F_{t,Rd}$ =	282	*kN*
resistenza di calcolo del T-stub	$F_{T,Rd} = \min(F_{T,Rd1}\ ;\ F_{T,Rd2}\ ;\ F_{T,Rd3})$ =	190	*kN*



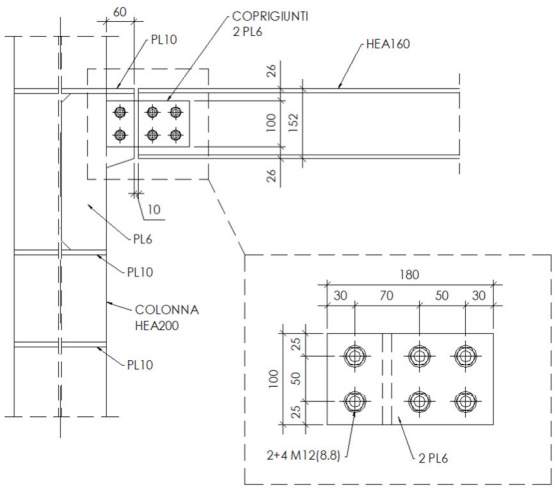
$F_{N,Sd} \leq F_{t,Rd}$	→	**156** *kN*	<	**190** *kN*	*ratio: 0.82*	**OK**

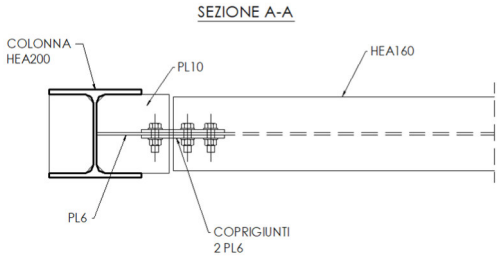
Riassunto delle verifiche

BOLTS	shear	0.07
	traction	0.55
	combined shear-traction	0.47
FLANGE	bearing	0.06
	T-Stub	0.82
MAX		**0.82**

10.3. Nodo Colonna-Traverso

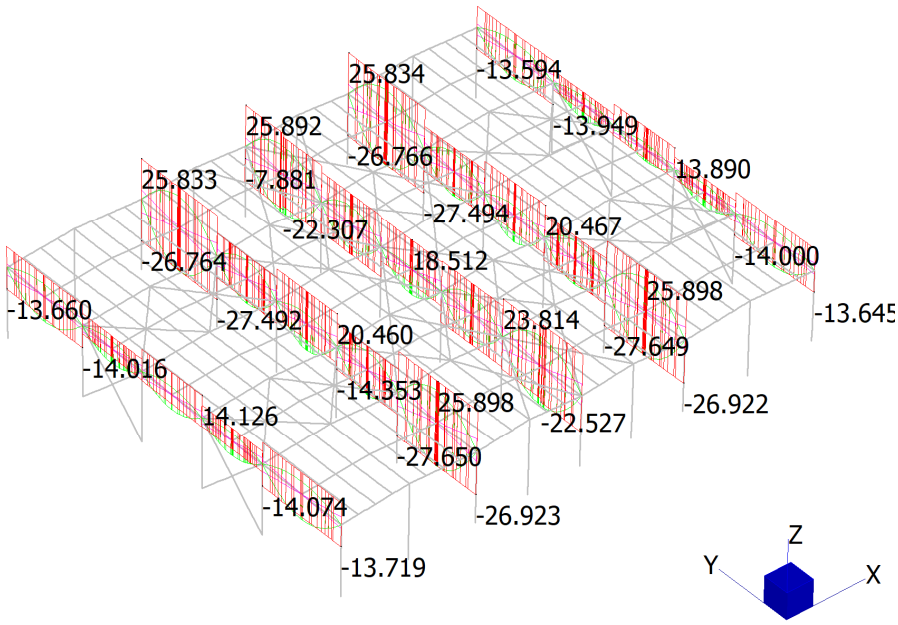
Si verifica la connessione tra la colonna e la trave principale del BHS. La connessione viene realizzata come nella rappresentazione riportata di seguito:





Le sollecitazioni derivano da modello FEM (inviluppo SLV)

	MIN	MAX
SF2(kN)	-8.281	8.281
	[Bm:24]	[Bm:61]
BM2(kN.m)	-10.986	15.101
	[Bm:28]	[Bm:24]
AxForce(kN)	-27.650	26.063
	[Bm:24]	[Bm:109]



Si riporta in seguito un estratto del foglio di calcolo utilizzato per la verifica dell'elemento:

EC3 - TRAVE H - GIUNTO A CERNIERA - COPRIGUNTI

ELEMENTO : HEA160

Normativa			
Coefficienti parziali di sicurezza			
coefficiente	γ_{M0} =	**1.05**	
coefficiente	γ_{M2} =	**1.25**	
Materiali			
Trave			
tipo di acciaio - trave		**S355**	
tensione di snervamento - ala - trave	$f_{yk,f,1}$ =	355	N/mm^2
tensione di rottura - ala - trave	$f_{u,f,1}$ =	510	N/mm^2
tensione di snervamento - anima - trave	$f_{yk,w,1}$ =	355	N/mm^2
tensione di rottura - anima - trave	$f_{u,w,1}$ =	510	N/mm^2
Piatto di nodo			
tipo di acciaio - piatto di nodo		**S355**	
tensione di snervamento - piatto di nodo	$f_{yk,np}$ =	355	N/mm^2
tensione di rottura - piatto di nodo	$f_{u,np}$ =	470	N/mm^2
Coprigiunti			
tipo di acciaio - coprigiunto		**S355**	
tensione di snervamento - coprigiunto	$f_{yk,sp,w}$ =	355	N/mm^2
tensione di rottura - coprigiunto	$f_{u,sp,w}$ =	470	N/mm^2
Bulloni			
classe bulloni		**8.8**	
tensione di snervamento - bulloni	$f_{y,b}$ =	640	N/mm^2
tensione di rottura - bulloni	$f_{u,b}$ =	800	N/mm^2
categoria della connessione: connessione ad attrito SLS		**C**	
tipo di foro: FALSO		**1**	
coefficiente tipo di foro	k_s =	1.00	
classe superficie attrito		**B**	
coefficiente di attrito	μ =	0.40	
taglio sulla parte filettata del bullone: no		**Y**	
Geometria			
General			
aria - dir. X	s_x =	**10**	*mm*
eccentricità della cerniera teorica - dir. X	e_x =	**0**	*mm*
Bulloni - Lato nodo			
bulloni		**M12**	
diametro dei bulloni	$d_{b,n}$ =	12	*mm*
diametro dei fori	$d_{0,n}$ =	14	*mm*
righe di bulloni	$n_{rb,n}$ =	**1**	
colonne di bulloni (su un lato del giunto)	$n_{cb,n}$ =	**2**	
numero di bulloni	$n_{b,n}$ =	2	
disposizione bulloni		**Standard**	
distanza dal bordo - dir. X	$e_{1,n}$ =	**30**	*mm*
interasse - dir. X	$p_{1,n}$ =	**50**	*mm*
distanza dal bordo - dir. Y	$e_{2,n}$ =	**25**	*mm*
interasse - dir. Y	$p_{2,n}$ =	**50**	*mm*
distanza aggiuntiva dei bulloni di piattabanda dall'asse nodo - dir.X	$e'_{1,n}$ =	**0**	*mm*
distanza del baricentro della bullonatura e l'asse nodo - dir. X	$e_{x,n}$ =	0	*mm*
braccio di leva tra i bulloni di bordo del coprigiunto - dir. Y	$b_{y,sp,n}$ =	0	*mm*
braccio di leva tra i bulloni di bordo del coprigiunto - dir. X	$b_{x,sp,n}$ =	50	*mm*
somma dei quadrati delle distanze dei bulloni dal baricentro	Σ_{xy}^2 =	1250	mm^2
lunghezza della bullonatura - dir. X	$L_{j,n}$ =	50	*mm*
coefficiente di riduzione per i giunti lunghi	$\beta_{Lf,n}$ =	1.00	
spessore imbottiture	$t_{p,n,max}$ =	0	*mm*
coefficiente di riduzione per le imbottiture	$\beta_{p,n}$ =	1.00	
numero di piani di taglio	$n_{T,n}$ =	**2**	

Bulloni -Lato trave			
bulloni		**M12**	
diametro dei bulloni	$d_{b,b}$ =	12	*mm*
diametro dei fori	$d_{0,b}$ =	14	*mm*
righe di bulloni	$n_{rb,b}$ =	**2**	
colonne di bulloni (su un lato del giunto)	$n_{cb,b}$ =	**2**	
numero di bulloni	$n_{b,b}$ =	4	
disposizione bulloni		**Standard**	
distanza dal bordo - dir. X	$e_{1,b}$ =	**30**	*mm*
interasse - dir. X	$p_{1,b}$ =	**50**	*mm*
distanza dal bordo - dir. Y	$e_{2,b}$ =	**25**	*mm*
interasse - dir. Y	$p_{2,b}$ =	**50**	*mm*
distanza aggiuntiva dei bulloni di piattabanda dall'asse nodo - dir.X	$e'_{1,b}$ =	**0**	*mm*
distanza del baricentro della bullonatura e l'asse nodo - dir. X	$e_{x,b}$ =	120	*mm*
braccio di leva tra i bulloni di bordo del coprigiunto - dir. Y	$b_{y,sp,b}$ =	50	*mm*
braccio di leva tra i bulloni di bordo del coprigiunto - dir. X	$b_{x,sp,b}$ =	50	*mm*
somma dei quadrati delle distanze dei bulloni dal baricentro	Σ_{xy}^2 =	2500	mm^2
lunghezza della bullonatura - dir. X	$L_{j,b}$ =	50	*mm*
coefficiente di riduzione per i giunti lunghi	$\beta_{Lf,b}$ =	1.00	
spessore imbottiture	$t_{p,b,max}$ =	0	*mm*
coefficiente di riduzione per le imbottiture	$\beta_{p,b}$ =	1.00	
numero di piani di taglio	$n_{T,b}$ =	**2**	
Trave			
ID della trave	ID =	**HEA 160**	
tipo : saldata		**Hot Rolled**	
altezza	h =	**152**	*mm*
larghezza ali	b =	**160**	*mm*
spessore anima	t_w =	**6**	*mm*
spessore ala	t_f =	**9**	*mm*
spessore rinforzi d'ala - esterno	$t_{re,f,ext}$ =	**0**	*mm*
larghezza rinforzi d'ala - esterno	$b_{re,f,ext}$ =	**0**	*mm*
spessore rinforzi d'ala - interno	$t_{re,f,int}$ =	**0**	*mm*
larghezza rinforzi d'ala - interno	$b_{re,f,int}$ =	**0**	*mm*
spessore rinforzi anima	$t_{re,w}$ =	**0**	*mm*
altezza rinforzi anima	$h_{re,w}$ =	**0**	*mm*
spessori sciolti anima	$t_{p,w}$ =	0	*mm*
altezza netta anima	h_w =	134	*mm*
braccio di leva tra le ali	d_f =	143	*mm*
area totale trave	A =	3684	mm^2
area totale trave - netta	A_{net} =	3516	mm^2
sezione dell'anima - lorda	A_w =	804	mm^2
sezione dell'anima - netta	$A_{w,net}$ =	636	mm^2
momento di inerzia della trave - asse Z	J_z =	1.59E+07	mm^4
momento di inerzia della trave - asse Z - netto	$J_{z,net}$ =	1.58E+07	mm^4
modulo resistente della trave - asse Z	W_z =	2.10E+05	mm^3
modulo resistente della trave - asse Z - netto	$W_{z,net}$ =	2.08E+05	mm^3
Piatto di nodo			
spessore piatto di nodo	t_{np} =	**6**	*mm*
altezza piatto di nodo	h_{np} =	**500**	*mm*
spessore rinforzi piatto di nodo	$t_{re,np}$ =	**0**	*mm*
altezza tinforzi piatto di nodo	$h_{re,np}$ =	**0**	*mm*
spessori sciolti piatto di nodo	$t_{p,np}$ =	**0**	*mm*
area - piatto di nodo	A_{np} =	3000	mm^2
area - piatto di nodo - netta	$A_{np,net}$ =	2916	mm^2
momento di inerzia del piatto di nodo - asse Z	$J_{z,np}$ =	6.25E+07	mm^4
momento di inerzia del piatto di nodo - asse Z - nette	$J_{z,np,net}$ =	6.25E+07	mm^4
modulo resistente del piatto di nodo - asse Z	$W_{z,np}$ =	2.50E+05	mm^3
modulo resistente del piatto di nodo - asse Z - netto	$W_{z,np,net}$ =	2.50E+05	mm^3
Coprigiunti - Anima			
numero di coprigiunti	n_{sp} =	**2**	

spessore coprigiunti	t_{sp} =	**6**	*mm*
Lato nodo			
altezza - coprigiunti	$h_{sp,n}$ =	**50**	*mm*
area lorda - coprigiunti	$A_{sp,n}$ =	600	mm^2
area netta - coprigiunti	$A_{sp,n,net}$ =	432	mm^2
momento d'inerzia - coprigiunti - axe Z	$J_{z,sp,n}$ =	1.25E+05	mm^4
momento d'inerzia - coprigiunti - axe Z - netto	$J_{z,sp,n,net}$ =	1.22E+05	mm^4
modulo resistente - coprigiunti - axe Z	$W_{z,sp,n}$ =	5.00E+03	mm^3
modulo resistente - coprigiunti - axe Z - netto	$W_{z,sp,n,net}$ =	4.89E+03	mm^3
Lato trave			
altezza - coprigiunti	$h_{sp,b}$ =	**100**	*mm*
area lorda - coprigiunti	$A_{sp,b}$ =	1200	mm^2
area netta - coprigiunti	$A_{sp,b,net}$ =	864	mm^2
momento d'inerzia - coprigiunti - axe Z	$J_{z,sp,b}$ =	1.00E+06	mm^4
momento d'inerzia - coprigiunti - axe Z - netto	$J_{z,sp,b,net}$ =	7.85E+05	mm^4
modulo resistente - coprigiunti - axe Z	$W_{z,sp,b}$ =	2.00E+04	mm^3
modulo resistente - coprigiunti - axe Z - netto	$W_{z,sp,b,net}$ =	1.57E+04	mm^3

Carichi

Sforzi globali

set di carichi		**USER**	
sforzo assiale - asse X	F_x =	**28**	*kN*
sforzo di taglio - asse Y	F_y =	**8**	*kN*
momento flettente - asse Z	M_z =	**0**	*kNm*

Distribuzione degli sforzi

sforzo assiale sulla trave	$N = F_x$ =	28	*kN*
sforzo di taglio sulla trave - asse Y	$V_y = \|F_y\|/2$ =	8	*kN*
momento flettente sulla trave - asse Z	$M_z = \|M_z\|$ =	0	*kNm*
momento flettente aggiuntivo lato nodo - asse Y	$M_{p,n,z} = \|F_y\| \cdot e_{x,n}$ =	0	*kNm*
momento flettente totale lato nodo - asse Y	$M_{tot,n,z} = \|M_z\|+\|M_{p,n,z}\|$ =	0	*kNm*
momento flettente aggiuntivo lato trave - asse Y	$M_{p,b,z} = \|F_y\| \cdot e_{x,b}$ =	1	*kNm*
momento flettente totale lato trave - asse Y	$M_{tot,b,z} = \|M_z\|+\|M_{p,b,z}\|$ =	1	*kNm*

Sforzi sui bulloni

Lato nodo

forza max - dir. X	$R_{x,max,n} = \|N\|/n_{b,n}+\|M_{tot,n,z}\| \cdot (b_{y,sp,n}/2)/(n_{cb,n} \cdot \Sigma_{xy}^2)$ =	14	*kN*
forza max - dir. Z	$R_{y,max,n} = \|V_y\|/(n_{b,n})+\|M_{tot,n,z}\| \cdot (b_{x,sp,n}/2)/(n_{rb,n} \cdot \Sigma_{xy}^2)$ =	4	*kN*
forza max - piano XZ	$R_{xy,max,n} = \sqrt{(R_{x,max,n}^2+R_{y,max,n}^2)}]$ =	15	*kN*

Lato trave

forza max - dir. X	$R_{x,max,b} = \|N\|/n_{b,b}+\|M_{tot,b,z}\| \cdot (b_{y,sp,b}/2)/(n_{cb,b} \cdot \Sigma_{xy}^2)$ =	12	*kN*
forza max - dir. Y	$R_{y,max,b} = \|V_y\|/(n_{b,b})+\|M_{tot,b,z}\| \cdot (b_{x,sp,b}/2)/(n_{rb,b} \cdot \Sigma_{xy}^2)$ =	7	*kN*
forza max - piano XY	$R_{xy,max,b} = \sqrt{(R_{x,max,b}^2+R_{y,max,b}^2)}]$ =	14	*kN*

Verifiche

Bulloni

Lato nodo

forza di progetto	$F_{V,Sd} = R_{xz,max,n}/n_{T,f}$ =	7	*kN*
resistenza di progetto a taglio	$F_{V,Rd} \cdot \beta_{Lf,f} \cdot \beta_{p,f}$ =	32.3	*kN*
resistenza di progetto ad attrito - SLU	$F_{S,Rd}$ =	15.1	*kN*
resistenza di progetto ad attrito - SLS	$F_{S,Rd,Ser}$ =	17.1	*kN*
resistenza di progetto	F_{Rd} =	15.1	*kN*

$F_{V,Sd} \leq F_{Rd}$ → **7** *kN* **<** **15.1** *kN* *ratio: 0.48* **OK**

Lato trave

forza di progetto	$F_{V,Sd} = R_{xy,max,b}/n_{T,w}$ =	7	*kN*
resistenza di progetto a taglio	$F_{V,Rd} \cdot \beta_{Lf,w} \cdot \beta_{p,w}$ =	32.3	*kN*
resistenza di progetto ad attrito - SLU	$F_{S,Rd}$ =	15.1	*kN*
resistenza di progetto ad attrito - SLS	$F_{S,Rd,Ser}$ =	17.1	*kN*
resistenza di progetto	F_{Rd} =	15.1	*kN*

$F_{V,Sd} \leq F_{Rd}$ → **7** *kN* **<** **15.1** *kN* *ratio: 0.45* **OK**

Rifollamento

Piatto di nodo

carico di progetto a rifollamento	$F_{b,Sd} = R_{xy,max,n}$ =	14.6	*kN*	
coeff. - bulloni bordo dir. //	$\alpha_{d,edge} = e_1/(3\ d_0)$ =	0.71		
coeff. - bulloni interni dir. //	$\alpha_{d,inner} = p_1/(3\ d_0)-0.25$ =	0.94		
coeff. - dir. //	$\alpha_b = \min(\alpha_{d,inner}\ ;\ \alpha_{d,edge}\ ;\ f_{ub}/f_u\ ;\ 1)$ =	0.71		
coeff. - bulloni bordo dir. ⊥	$k_{edge} = \min(2.8\ e_2/d_0-1.7\ ;\ 2.5)$ =	2.50		
coeff. - bulloni interni dir. ⊥	$k_{inner} = \min(1.4\ p_2/d_0-1.7\ ;\ 2.5)$ =	2.50		
coeff. - dir. ⊥	$k = \min(k_{edge}\ ;\ k_{inner})$ =	2.50		
resistenza a rifollamento	$F_{b,Rd} = k\ \alpha_b\ f_u\ d_b\ t/\gamma_{M2}$ =	48.3	*kN*	

$F_{b,Sd} \leq F_{b,Rd}$ → **15** *kN* < **48.3** *kN* *ratio: 0.30* **OK**

Trave

carico di progetto a rifollamento	$F_{b,Sd} = R_{xy,max,b}$ =	13.6	*kN*	
coeff. - bulloni bordo dir. //	$\alpha_{d,edge} = e_1/(3\ d_0)$ =	0.71		
coeff. - bulloni interni dir. //	$\alpha_{d,inn} = p_1/(3\ d_0)-0.25$ =	0.94		
coeff. - dir. //	$\alpha_b = \min(\alpha_{d,inner}\ ;\ \alpha_{d,edge}\ ;\ f_{ub}/f_u\ ;\ 1)$ =	0.71		
coeff. - bulloni bordo dir. ⊥	$k_{inner} = \min(2.8\ e_2/d_0-1.7\ ;\ 2.5)$ =	2.50		
coeff. - bulloni interni dir. ⊥	$k_{edge} = \min(1.4\ p_2/d_0-1.7\ ;\ 2.5)$ =	2.50		
coeff. - dir. ⊥	$k = \min(k_{edge}\ ;\ k_{inner})$ =	2.50		
resistenza a rifollamento	$F_{b,Rd} = k\ \alpha_b\ f_u\ d_b\ t/\gamma_{M2}$ =	52.5	*kN*	

$F_{b,Sd,LEV} \leq F_{b,Rd}$ → **14** *kN* < **52.5** *kN* *ratio: 0.26* **OK**

Coprigiunto - Lato nodo

carico di progetto a rifollamento	$F_{b,Sd} = R_{xy,max,n} / n_T$=	7.3	*kN*	
coeff. - bulloni bordo dir. //	$\alpha_{d,edge} = e_1/(3\ d_0)$ =	0.71		
coeff. - bulloni interni dir. //	$\alpha_{d,inn} = p_1/(3\ d_0)-0.25$ =	0.94		
coeff. - dir. //	$\alpha_b = \min(\alpha_{d,inner}\ ;\ \alpha_{d,edge}\ ;\ f_{ub}/f_u\ ;\ 1)$ =	0.71		
coeff. - bulloni bordo dir. ⊥	$k_{inner} = \min(2.8\ e_2/d_0-1.7\ ;\ 2.5)$ =	2.50		
coeff. - bulloni interni dir. ⊥	$k_{edge} = \min(1.4\ p_2/d_0-1.7\ ;\ 2.5)$ =	2.50		
coeff. - dir. ⊥	$k = \min(k_{edge}\ ;\ k_{inner})$ =	2.50		
resistenza a rifollamento	$F_{b,Rd} = k\ \alpha_b\ f_u\ d_b\ t/\gamma_{M2}$ =	48.3	*kN*	

$F_{b,Sd,LEV} \leq F_{b,Rd}$ → **7** *kN* < **48.3** *kN* *ratio: 0.15* **OK**

Coprigiunto - Lato nodo

carico di progetto a rifollamento	$F_{b,Sd} = R_{xy,max,b} / n_T$=	6.8	*kN*	
coeff. - bulloni bordo dir. //	$\alpha_{d,edge} = e_1/(3\ d_0)$ =	0.71		
coeff. - bulloni interni dir. //	$\alpha_{d,inn} = p_1/(3\ d_0)-0.25$ =	0.94		
coeff. - dir. //	$\alpha_b = \min(\alpha_{d,inner}\ ;\ \alpha_{d,edge}\ ;\ f_{ub}/f_u\ ;\ 1)$ =	0.71		
coeff. - bulloni bordo dir. ⊥	$k_{inner} = \min(2.8\ e_2/d_0-1.7\ ;\ 2.5)$ =	2.50		
coeff. - bulloni interni dir. ⊥	$k_{edge} = \min(1.4\ p_2/d_0-1.7\ ;\ 2.5)$ =	2.50		
coeff. - dir. ⊥	$k = \min(k_{edge}\ ;\ k_{inner})$ =	2.50		
resistenza a rifollamento	$F_{b,Rd} = k\ \alpha_b\ f_u\ d_b\ t/\gamma_{M2}$ =	48.3	*kN*	

$F_{b,Sd,LEV} \leq F_{b,Rd}$ → **7** *kN* < **48.3** *kN* *ratio: 0.14* **OK**

Resistenza

Piatto di nodo

tensione tangenziale	$\tau_{y,net,Sd} = V_y/A_{np,net}$ =	2.7	N/mm^2	
tensione assiale sulla sezione lorda (max.compr.)	$\sigma_{x,gr} = N/A_{np} - \lvert M_{tot,z,n}\rvert/W_{z,np}$ =	9.6	N/mm^2	
tensione assiale sulla sezione netta (max.traz.)	$\sigma_{x,gr} = N/A_{np,net} + \lvert M_{tot,z,n}\rvert/W_{z,np,net}$ =	9.6	N/mm^2	
tensione VM sulla sezione lorda	$\sigma_{VM,gr,Sd} = \sqrt{(\sigma_{x,gr,Sd}^2 + 3\tau_{z,net,Sd}^2)}$ =	10.7	N/mm^2	
tensione VM sulla sezione netta	$\sigma_{VM,net,Sd} = \sqrt{(\sigma_{x,net,Sd}^2 + 3\tau_{z,net,Sd}^2)}$ =	10.7	N/mm^2	
tensione limite di progetto	$f_{y,Rd} = f_{yk}/\gamma_{M0}$ =	338.1	N/mm^2	

sezione tesa e compressa --> verifica sezione lorda e netta

$\lvert\sigma_{VM,gr,Sd}\rvert \leq f_{y,Rd}$ → **-** N/mm^2 **-** **-** N/mm^2 *ratio: -* **-**

$\lvert\sigma_{VM,net,Sd}\rvert \leq f_{y,Rd}$ → **11** N/mm^2 < **338.1** N/mm^2 *ratio: 0.03* **OK**

Trave

tensione tangenziale	$\tau_{y,net,Sd} = V_y/A_{w,net} =$	12.6	N/mm^2
tensione assiale sulla sezione lorda	$\sigma_{x,gr} = N/A - \lvert M_{tot,z,b}\rvert/W_z =$	3.0	N/mm^2
tensione assiale sulla sezione netta	$\sigma_{x,net} = N/A_{net} + \lvert M_{tot,z,b}\rvert/W_{z,net} =$	12.6	N/mm^2
tensione VM sulla sezione lorda	$\sigma_{VM,gr,Sd} = \sqrt{(\sigma_{x,gr,Sd}^2 + 3\tau_{y,net,Sd}^2)} =$	22.0	N/mm^2
tensione VM sulla sezione netta	$\sigma_{VM,net,Sd} = \sqrt{(\sigma_{x,net,Sd}^2 + 3\tau_{y,net,Sd}^2)} =$	25.2	N/mm^2
tensione limite di progetto	$f_{y,Rd} = f_{yk}/\gamma_{M0} =$	338.1	N/mm^2

sezione tesa e compressa --> verifica sezione lorda e netta

$\lvert\sigma_{VM,gr,Sd}\rvert \le f_{y,Rd}$	→	- N/mm^2	-	- N/mm^2	*ratio: -*	-
$\lvert\sigma_{VM,net,Sd}\rvert \le f_{y,Rd}$	→	**25** N/mm^2	<	**338.1** N/mm^2	*ratio: 0.07*	OK

Coprigiunto - Lato nodo

tensione tangenziale	$\tau_{y,net,Sd} = V_y/A_{sp,n,net} =$	18.5	N/mm^2
tensione assiale sulla sezione lorda (max.compr.)	$\sigma_{x,gr} = N/A_{sp,n} - \lvert M_{tot,z,n}\rvert/W_{z,sp,n} =$	46.7	N/mm^2
tensione assiale sulla sezione netta (max.traz.)	$\sigma_{x,net} = N/A_{sp,n,net} + \lvert M_{tot,z,n}\rvert/W_{z,sp,n,net} =$	64.8	N/mm^2
tensione VM sulla sezione lorda	$\sigma_{VM,gr,Sd} = \sqrt{(\sigma_{x,gr,Sd}^2 + 3\tau_{y,net,Sd}^2)} =$	56.6	N/mm^2
tensione VM sulla sezione netta	$\sigma_{VM,net,Sd} = \sqrt{(\sigma_{x,net,Sd}^2 + 3\tau_{y,net,Sd}^2)} =$	72.3	N/mm^2
tensione limite di progetto	$f_{y,Rd} = f_{yk}/\gamma_{M0} =$	338.1	N/mm^2

sezione tesa e compressa --> verifica sezione lorda e netta

$\lvert\sigma_{VM,gr,Sd}\rvert \le f_{y,Rd}$	→	- N/mm^2	-	- N/mm^2	*ratio: -*	-
$\lvert\sigma_{VM,net,Sd}\rvert \le f_{y,Rd}$	→	**72** N/mm^2	<	**338.1** N/mm^2	*ratio: 0.21*	OK

Coprigiunto - Lato nodo

tensione tangenziale	$\tau_{y,net,Sd} = V_y/A_{sp,b,net} =$	9.3	N/mm^2
tensione assiale sulla sezione lorda (max.compr.)	$\sigma_{x,gr} = N/A_{sp,b} - \lvert M_{tot,z,b}\rvert/W_{z,sp,b} =$	-24.7	N/mm^2
tensione assiale sulla sezione netta (max.traz.)	$\sigma_{x,net} = N/A_{sp,b,net} + \lvert M_{tot,z,b}\rvert/W_{z,sp,b,net} =$	93.6	N/mm^2
tensione VM sulla sezione lorda	$\sigma_{VM,gr,Sd} = \sqrt{(\sigma_{x,gr,Sd}^2 + 3\tau_{y,net,Sd}^2)} =$	29.4	N/mm^2
tensione VM sulla sezione netta	$\sigma_{VM,net,Sd} = \sqrt{(\sigma_{x,net,Sd}^2 + 3\tau_{y,net,Sd}^2)} =$	95.0	N/mm^2
tensione limite di progetto	$f_{y,Rd} = f_{yk}/\gamma_{M0} =$	338.1	N/mm^2

Sezione tesa --> verifica sezione netta

$\lvert\sigma_{VM,gr,Sd}\rvert \le f_{y,Rd}$	→	**29** N/mm^2	<	**338.1** N/mm^2	*ratio: 0.09*	OK
$\lvert\sigma_{VM,net,Sd}\rvert \le f_{y,Rd}$	→	**95** N/mm^2	<	**338.1** N/mm^2	*ratio: 0.28*	OK

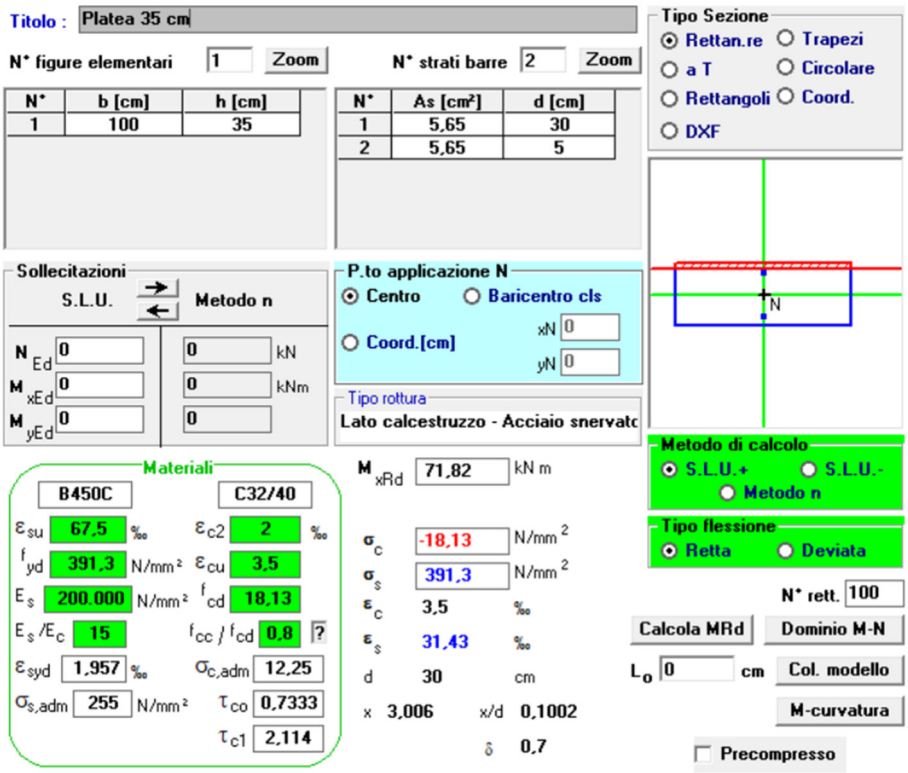
Riassunto delle verifiche

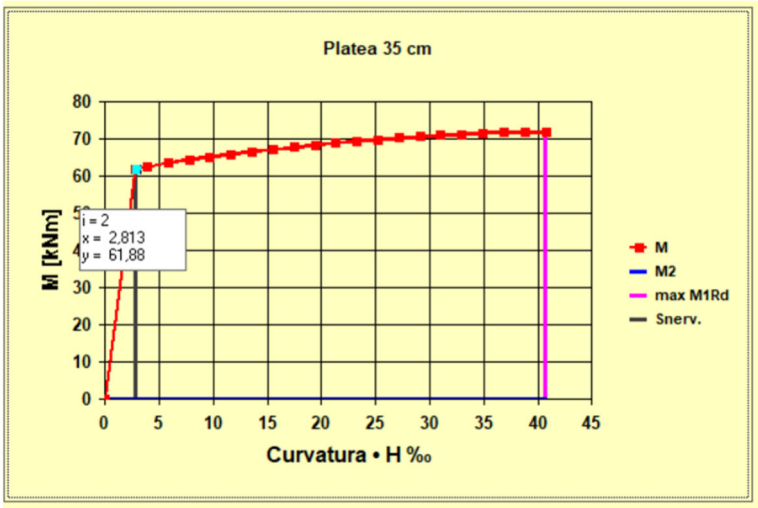
BOLTS	*node side*		0.48
	beam side		0.45
BEARING	*node plate*		0.30
	beam		0.26
	splice node side		0.15
	splice beam side		0.14
RESISTANCE	*node plate*	*gross*	-
		net	0.03
	beam	*gross*	-
		net	0.07
	splice node side	*gross*	-
		net	0.21
	splice beam side	*gross*	0.09
		net	0.28
MAX			**0.48**

11. PLATEA DI FONDAZIONE

La platea di fondazione ha spessore 35 cm ed è armata con barre $\emptyset 12/20x20$ sia superiormente che inferiormente.

Si riporta di seguito la determinazione del momento resistente di un metro di platea calcolato attraverso il software VCASlu.

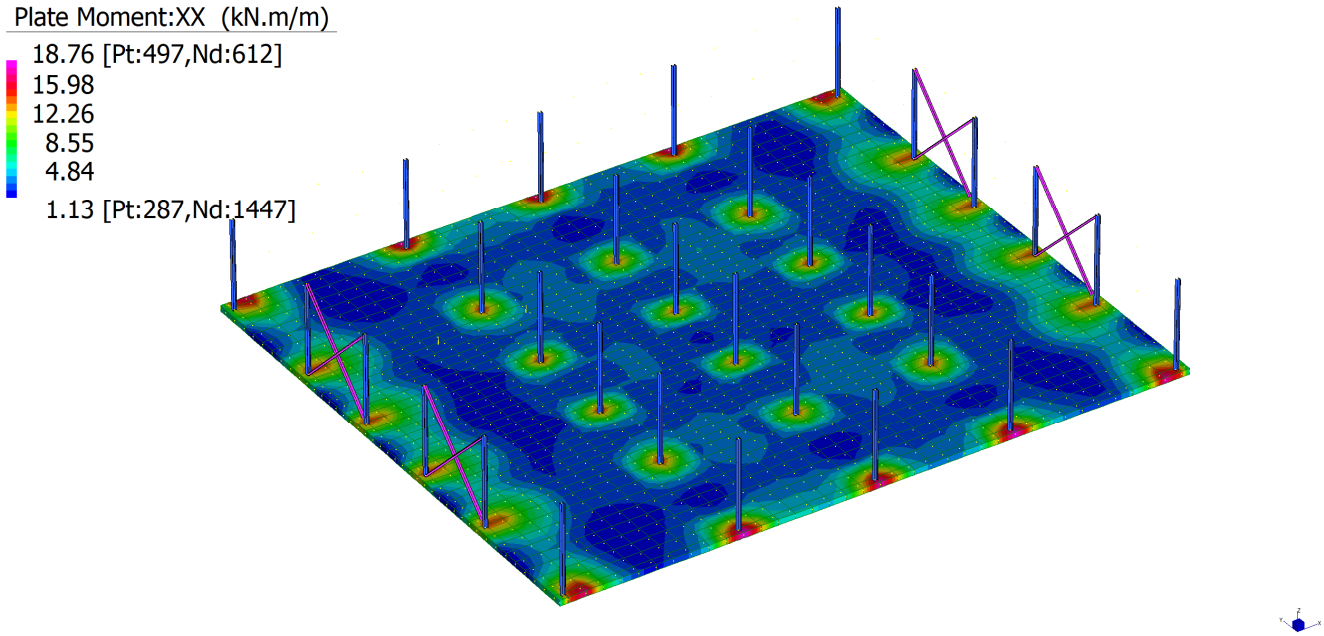


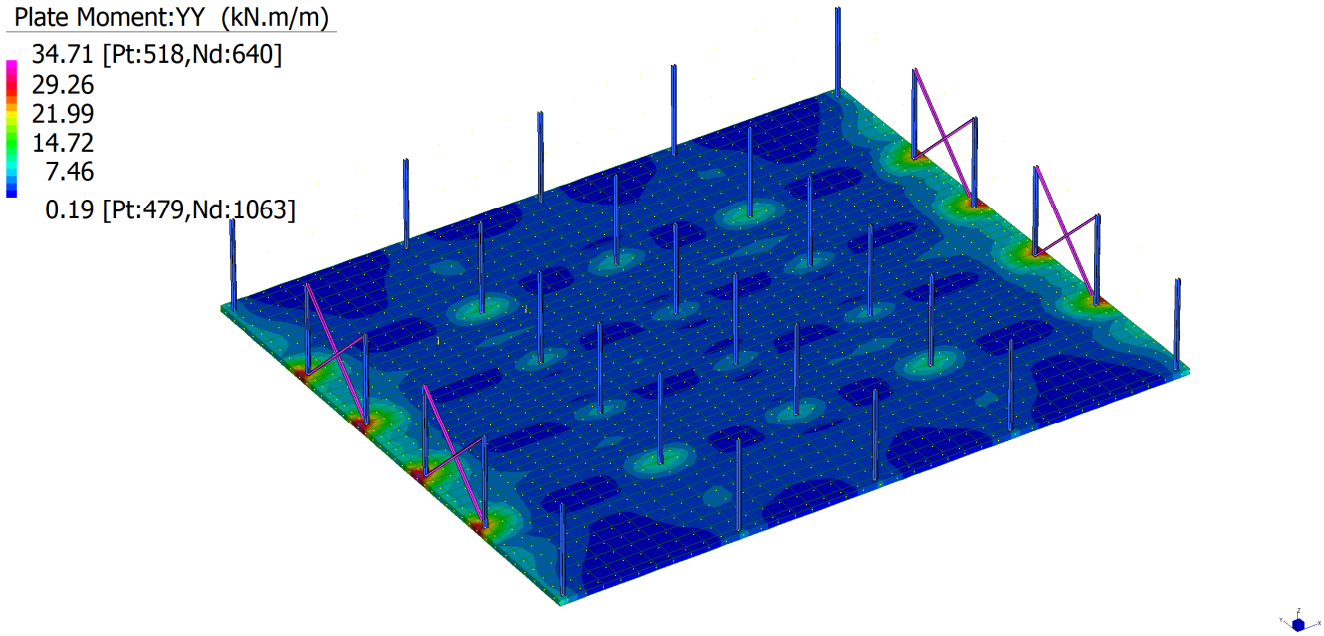


Il momento resistente in campo sostanzialmente elastico è pari a:

$$M_{Rd} = 61{,}88\ kN\ m$$

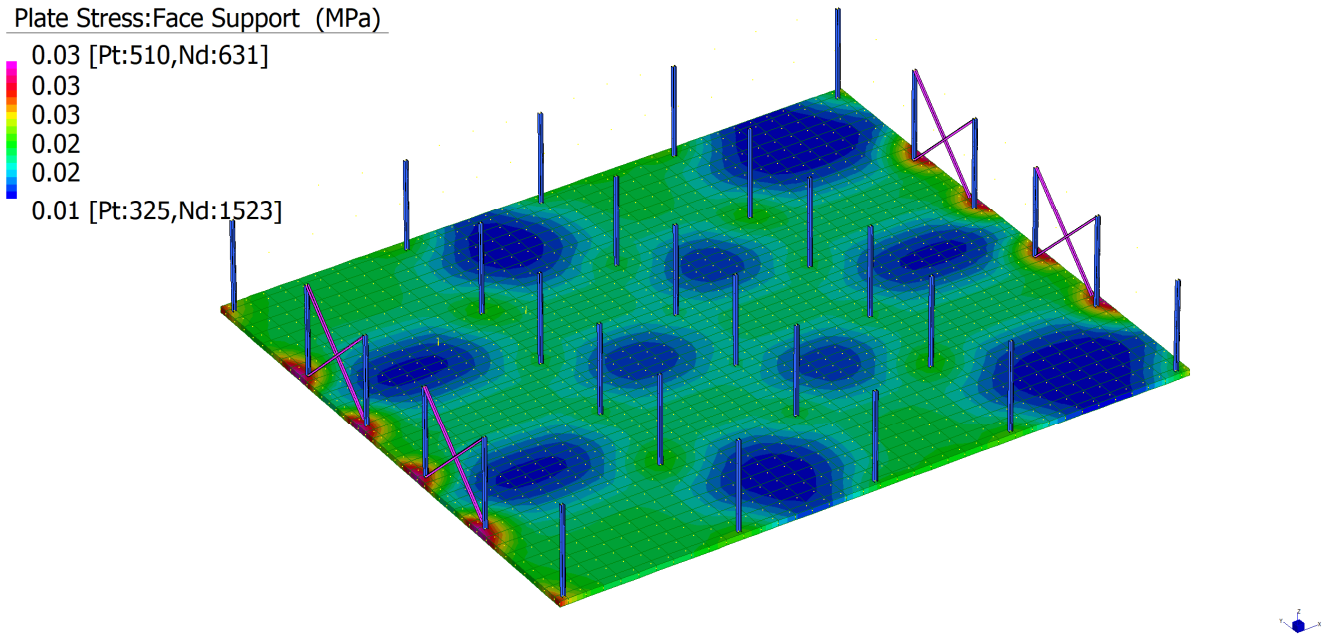
Si riportano nel seguito gli inviluppi dei momenti flettenti più gravosi agenti sulla platea nelle due diverse direzioni principali.





Come si può notare in entrambe le direzioni il momento agente è inferiore al momento resistente, la verifica risulta quindi soddisfatta.

Si riportano i valori di pressione sul terreno della platea di fondazione:



I valori massimi di pressione sono pari a 0.3 kg/cm^2 compatibili coi valori limite di pressione del terreno.